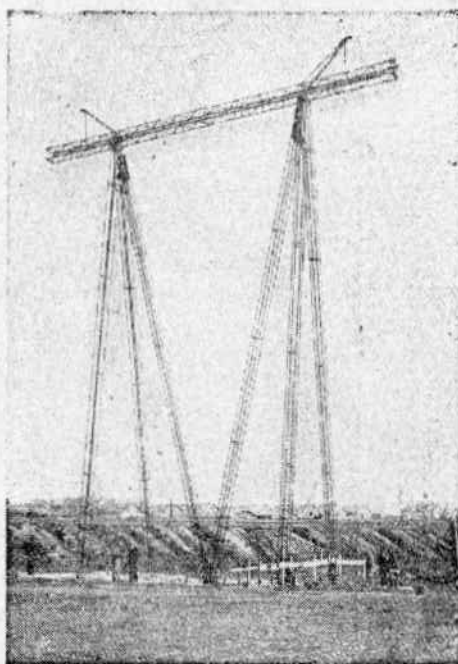


11000
10000/5
38 С-316 214
К. П. БЕЗУХОВ

ИСПЫТАНИЕ М-ОБРАЗНОЙ МАЧТЫ



С В Е Р Д Л О В С К

1 9 3 8

ГЛАВСТРОЙПРОМ НКТП УРАЛТЯЖСТРОЙ

ВОСТОЧНЫЙ КОМПЛЕКСНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ СООРУЖЕНИЙ

~~С-316 214~~

К. И. БЕЗУХОВ

ИСПЫТАНИЕ М-ОБРАЗНОЙ МАЧТЫ

ЛИНИИ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ 220000 ВОЛЬТ

(«ТРАНСУРАЛ»)

1305505

ЗЕРДЛОВСК

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА

МАГАЗИН



1938

1964 г.

ДЛЯ СЛУЖЕБНОГО ПОЛЬЗОВАНИЯ

ОТ АВТОРА

Испытания М-образной мачты дали весьма существенный материал для оценки несущей способности мачты нового типа, предложенного Теплоэлектропроектом. Постройка новых линий электропередачи обычно связана с большим объемом работ (например, для будущей линии Пермь—Златоуст потребуется изготовить 2000 мачт), а потому приходится поставить вопрос о том, чтобы каждый новый тип мачты в обязательном порядке проходил испытания. В таком случае опубликование данного материала будет содействовать накоплению опыта в области испытания подобных сооружений — это я и поставил своей целью при издании этой брошюры.

Две первые главы, касающиеся общих вопросов проектирования линии электропередачи, написаны инженерами Уралэнерго гг. Дегтяревым Р. Н. и Переяславцевым Н. И. Разработка методологии, руководство испытаниями и обработка их результатов осуществлены автором данной брошюры. Испытания проводились Безуховым, Климиным и Лукиным. Автор отмечает с благодарностью труд инженеров Климина Н. М. и Лукина А. С., выполнявших данные испытания. В издании этой брошюры существенную помощь оказали гл. инженер СУРЭС ат. Айвазов и директор ВостКИС'а А. В. Собянина.

1. ЛИНИЯ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ «ТРАНСУРАЛ» 220 к. в.

А. ЗНАЧЕНИЕ «ТРАНСУРАЛА» ДЛЯ ЭНЕРГЕТИКИ И ПРО- МЫШЛЕННОСТИ*)

В результате успешного выполнения хозяйственных задач первого и второго пятилетий, Урал превратился в мощный развитой промышленный центр, который географически может быть разделен на следующие основные районы:

1. Северо-западный Урал развивается в своей северной части как крупнейший центр химической, лесобумажной промышленности. В южной части (Чусовая) находится район черной металлургии и производство высококачественных сталей. Накопеч, западная часть (Пермь) является районом машиностроения и лесобумажной промышленности.

2. Центральный Урал развивается в районе Тагила как крупнейший в Союзе центр тяжелого транспортного машиностроения, черной металлургии, медной и горюдорудной промышленности. К этому же району относится Свердловск — центр машиностроения, электротехнической и станкостроительной промышленности. В южной части этого района находится крупнейший завод по производству алюминия (УАЗ).

3. Южный Урал развивается в районе Челябинска и Златоуста как основная база по производству качественных и специальных сталей, тракторостроения, с/хоз. машиностроения, инструментальной металлообрабатывающей промышленности и промышленности цветных металлов (цинк, медь, никель и др.). В южной части находится действующий гигантский металлургический комбинат — Магнитогорск.

Развитие промышленности Урала намечает ориентировочный масштаб потребности Урала на условный 1942 год в размере 2200 мвт. Для покрытия указанной потребности в мощности уже в пределах третьего пятилетия требуется значительное развитие тепловых эл. станций с максимальным использованием местных топливных ресурсов (отходов промышленных предприятий) или создание мощных гидро-

*) Этот раздел составлен по данным Уралэнерго.

станций, способных сразу дать значительный прирост в рабочей мощности всей системы.

В силу своеобразной энергетической особенности Урала передача мощности требует уже сейчас создания мощной высоковольтной сети 220000 вольт, связывающей в единое целое промышленные и энергетические районы Урала. Для выяснения особо важной роли высоковольтной магистрали для Урала, приведем краткую характеристику энергоресурсов Урала. Основными энергетическими базами уральской промышленности являются:

1. Северный Урал с мощным Кизеловским угольным бассейном, на базе которого работают КизелГРЭС, ТЭЦ Везники Хим. Комбината, Соликамская ТЭЦ и Закамская ТЭЦ. В этом районе и кроме того имеются богатые источники гидроэнергии, сосредоточенные в верховьях Камы. Например, возможные выработки гидроэнергии Пермской ГЭС и Соликамской ГЭС в районе Тюлькино определяются в количестве 5,7 миллиардов квтч. Помимо указанных энергетических ресурсов в районе Краснокамска имеются торфяные массивы и, наконец, следует отметить перспективы в развитии Богословского угольного месторождения для энергетических и промышленных целей Надеждинского и Тагильского районов.

2. Вторым по величине энергетических ресурсов является Южный Урал с мощными запасами бурых углей. На базе этих углей работают ныне ряд станций (ЧГРЭС, Магнитогорская ГРЭС). Здесь же ведется строительство мощной Челябинской ТЭЦ.

3. Менее благоприятны энергетические условия Среднего Урала, где местные энергетические ресурсы состоят из торфяных массивов и небольших угольных месторождений типа Егоршинского. На базе местных ресурсов Среднего Урала работают Егоршинская ГРЭС и ТЭЦ УЗТМ.

Как видно из приведенных кратких характеристик размещения энергетических ресурсов Урала, основной особенностью их является неравномерное расположение по длине Уральского хребта. В итоге наиболее богатым в энергетическом отношении является Северный Урал, а затем Южный.

В соответствии с размещением энергоресурсов развитие энергоустановок к 1942 году (с точки зрения использования местных топливных ресурсов) можно характеризовать прилагаемой таблицей 1.

Из приведенной таблицы видно, что значительная часть мощности станций Северного Урала приходится на долю гидростанций, а тепловые станции базируются на Кизеловском угольном бассейне. Топливной базой для Среднего Урала служат привозные угли и главным образом челябинские. Поэтому одной из актуальнейших задач является максимальное использование гидроэнергии севера для энергоснабжения Среднего Урала с целью избежать дальнейшего развития тепловых станций Среднего Урала на привозном топливе. В настоящее время уже ведутся изыскания и проектирование Соликамской гидростанции (в верховьях реки Камы), мощность которой по предварительным данным определяется в 700 мвт с выработкой электроэнергии 3,5 мил-

Энергетические районы	Установленная мощность тепловых эл. станций в %	Мощность теплов. ст. базирующихся на топливных ресурсах района в %	Мощность гидроустановок в мвт	Примечание
1. Северо-западный энергетический район . . .	100	100	(1200*)	Тюлькин-ская и Пермская гидростанции
2. Среднеуральский энергетический район . . .	100	37	—	
3. Южноуральский энергетический район . . .	100	100	—	

лиарда квтч. Кроме мощных гидроустановок имеется возможность развития гидроустановок средней и малой мощности (50 мвт и ниже) как в Северной, так и Средней частях Урала. При этом надо полагать, что значительная доля мощности этих станций будет потребляться в районе их расположения за счет развития местных предприятий и электрификации сельского хозяйства.

Указать сейчас величину избыточных потоков мощности от Тюлькинской гидростанции не представляется возможным, т. к. неизвестно развитие предприятий вблизи гидростанции, однако можно полагать, что эти избыточные потоки будут достигать 300—400 мвт. Передача такой мощности потребует сооружения минимум 2-х линий передач 220 кв, которые будут связывать основные промышленные районы с этим источником гидроэнергии. Развитие 220 кв. магистрали в третьей пятилетке намечается в следующих направлениях: Тюлькино (гидростанция) — Чусовая — Тагил, Свердловск — Синара — Челябинск — Златоуст — Магнитогорск и Чусовая — Пермь (к моменту пуска Камской гидростанции).

В настоящее время часть общеуральской 220 кв. магистрали Магнитогорск — Златоуст уже построена и находится в эксплуатации с временным включением на 110 кв.

За пределами третьей пятилетки Уральская энергетическая система будет связана с самым мощным в мире гидроэнергетическим узлом — Куйбышево, при чем направление этой связи условно намечается следующим образом: Куйбышево — Уфа — Златоуст. Выбранное напряжение для линии передачи Куйбышево — Уфа — Златоуст принято 300 кв.; длина этой линии передачи составит 700 км, а возможная передаваем-

*1) См. статью проф. Чаплыгина, журнал «Гидротехническое строительство» № 4—5 1937 года.

мая мощность будет 450 мвт. Общая протяженность отдельных участков трансуральской магистрали иллюстрируется таблицей 2.

Таблица 2

Направление линии передачи 220 кв.	Длина трассы в км
Тюлькино—Чусовая	440
Чусовая—Тагил	140
Чусовая—Пермь	400
Тагил—Свердловск	125
Свердловск—Синара	118
Синара—Челябинск	140
Челябинск—Златоуст	108
Златоуст—Магнитогорск	199
Всего	1370

Уже в 1939 году будут введены в эксплуатацию первые на Урале две подстанции 220 кв. на линии Магнитогорск—Златоуст. Из приведенных выше цифр видно, что «Трансурал» по своей длине является одной из самых протяженных магистралей в мире.

Сооружение 220 кв л/п «Трансурал», а также перспектива соединения Урала с Куйбышево уже в настоящий момент выдвигают ряд проблем подлежащих разрешению. Основные из них следующие: выбор рационального типа опор, проблема заземления нейтрали в системе, разрешение вопросов электромагнитных и электростатических влияний на провода связи, вопросы устойчивости параллельной работы эл. станций Урала с другими системами, ограничение токов короткого замыкания, управление системой (телеуправление), автоматизация, связь и др. К разрешению этих проблем необходимо приступить уже в текущем году. Первому же вопросу посвящена данная брошюра.

Создание магистралей 220 кв. «Трансурала» позволяет наиболее эффективно вести использование энергетических ресурсов Урала, что в свою очередь дает значительные предпосылки для дальнейшего развития промышленности. С вводом в эксплуатацию «Трансурала» система будет иметь возможность:

1. Передавать значительные мощности из районов богатых энергетическими источниками в промышленные районы, где развитие энергоустановок обуславливается недостаточными энергоресурсами.

2. Сосредоточить выработку электроэнергии на более мощных электростанциях с более низкой себестоимостью электроэнергии.

3. Уменьшить необходимые резервы мощности системы за счет полного использования установленной мощности станций, имея возможность передачи значительной мощности из одного энергетического района в другой.

4. Повысить надежность электроснабжения промышленных районов.

5. Увеличить охват электростанций районов Урала и тем самым дать возможность для интенсивного развития их промышленности.

6. Широко использовать низкосортное топливо и всевозможные горючие отходы предприятий.

Перечисленные основные моменты указывают, что ввод в эксплуатацию 220 кв. л/лип/ст «Трансурала» имеет большое значение для энергетики и промышленности Урала.

В. ТОПОГРАФИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ТРАССЫ, ЕЕ МЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИЕ И ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ*)

Промышленное назначение линии определяет количество проводов, размеры сечений и величины максимальных пролетов. Прочие данные для проектирования линии электропередачи и ее опор выявляются на основе изыскательских материалов. Сюда относятся топографические, метеорологические и геологические данные. Предметом особого внимания должно явиться исследование коррозионных факторов по отдельным районам (влажность, газы, агрессивные грунтовые условия). Наконец, эти же изыскания дают суждения о характере заполнения трассы, ибо во многих случаях по топографическим условиям приходится отступать от максимального запроектированного пролета между опорами и в такой мере, что может встать вопрос о рациональности введения подтипов мачт для измененных пролетов.

Проектируемая линия «Трансуралэнерго» преимущественно располагается в меридианальном направлении от Магнитогорска до Чусовой **). На своей длине (650 км) она три раза пересекает Уральский хребет, разделяясь на отдельные участки (числом 6) согласно приложенной схеме на рис. 1. Участок этой трассы «Магнитогорск—Златоуст» (200 км) в настоящее время осуществлен на деревянных опорах. В дальнейшем конечный Чусовской пункт будет соединен с Пермью и Соликамском.

Топографические условия трассы весьма разнообразны. Наиболее спокойный рельеф имеется на участках «Челябинск—Синара» и «Синара—Свердловск». Первый из них отличается мелко-изрезанным рельефом (увеличенное число коротких пролетов), второй — наличием заболоченных равнинных мест.

*) Этот раздел составлен инж. Дегтяревым Р. К.

**) От 53° до 58° северной широты.

2151311

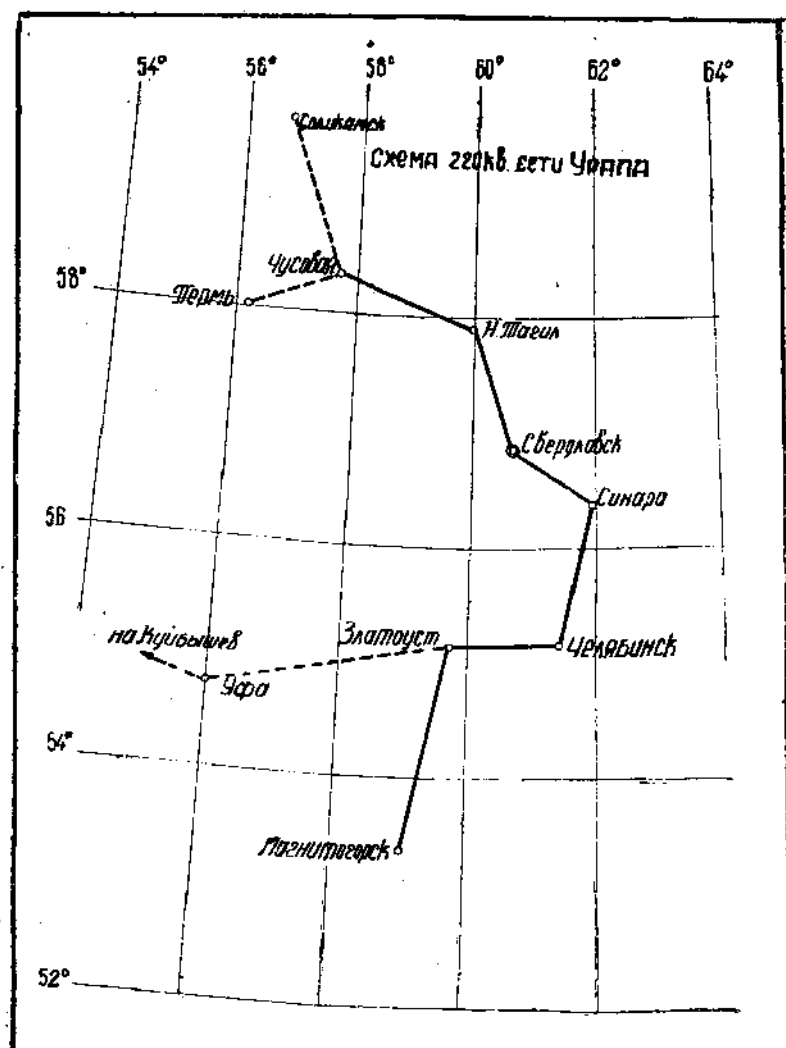


Рис. 1.

По грунтовым условиям эту часть трассы можно характеризовать так:

Нормальных грунтов с допускаемой нагрузкой $2-3 \text{ кг/см}^2$	96%	} от длины трассы
Слабых с доп. нагр. $1\frac{1}{2} \text{ кг/см}^2$	1.5—3%	
Сильных	1—2,5%	

Участок «Свердловск—Тагил» представляет наиболее неприятный в геолого-топографическом отношении участок: трасса проходит по

торфянистым болотам, лежащим на коренных породах; отдельные суходолы сложены из нормальных и скальных грунтов. Скальных грунтов ожидается 38% трассы, нормальных 50% и 12% слабых грунтов. Транспортировка и сборка мачт на этом участке весьма затруднительны. Здесь потребуется запроектировать особые фундаменты для мачт, попадающих на эти торфяники.

Последний участок «Тагил—Чусовая», так же как и начальный — «Златоуст—Челябинск», относится к горным рельефам. На этих обоих участках линия пересекает хребет (Таганайский, Ильменский, Уральский и Синий). Оба участка по сложности профиля в ряде случаев потребуют особых опор. Кроме сего, северный участок представляет типичную уральскую тайгу, необжитую на больших протяжениях. В геологическом отношении участок сложен из коренных пород, выходящих на поверхность (скальных грунтов 63%), причем, участок имеет скрытые раскарстованные породы.

Метеорологические данные имеют большое значение в деле проектирования, т. к. обеспечивают данными механический расчет элементов линии передачи (проводов, тросов и опор). На основе метеорологических наблюдений выявляются данные о величине гололеда, его повторяемости и продолжительности, а также о факторах, соответствующих гололедам — температуре воздуха и скорости ветра.

Весь район «Соликамск — Магнитогорск» преимущественно подвержен изморози (а не гололеду). Изморозь представляет собою рыхлый иглисто-кристаллический лед, оседающий на предметах в виде белой, легко осыпающейся бахромы. При быстрых сменах погоды изморозь обледеневаet, отчего увеличивается площадь, на которую дует ветер. Наиболее подверженным подобному гололеду является участок от Соликамска до Свердловска. Средняя повторяемость гололеда от 2 до 4-х раз со средней продолжительностью 8—10 суток. В результате повторяемости оболочка льда на проводах нарастает, достигая 10—25 мм (интенсивность). Предельное значение гололеда 50 мм надлежит считать редким явлением.

Силовые воздействия от гололеда в значительной мере возрастают под действием сильных зимних ветров. Наблюдения показали, что треть гололедов сопровождается значительными ветрами, достигающими до 20 м/сек. Во время гололедов, обычно, устанавливается температура от 0 до —5°. Однако, иногда во время гололедов наступают антициклональные явления, при которых происходит резкое снижение температуры до —30°. Приходится констатировать, что все эти данные получены по наблюдениям за телеграфными линиями, т. к. по силовым, электролиниям пока (по Уралу) не накопилось многолетних наблюдений.

Далее переходим к описанию грозových явлений, поскольку грозовые разряды по данным заграничной практики дают 70% из числа всех аварий. Наблюдения показывают, что в горных участках очень часты прямые удары, а с другой стороны вообще имеются местности особо часто поражаемые молнией. В этом отношении наиболее неблагоприятной является средняя трасса с повторяемостью в 7 июльских гроз, на

этот участок (Свердловский) приходится годовой максимум 50 гроз (из них 15 гроз на июнь—июль).

На всем протяжении трассы наблюдается в среднем весьма устойчивая годовая абсолютная амплитуда температуры порядка $80-84^{\circ}$. Эта амплитуда создается за счет минимальных температур (-49°)—(-43°) для зимы и максимальных ($+34^{\circ}$)—($+38^{\circ}$) для летнего времени.

Особое значение приобретают исследования скорости ветра, поскольку она является основным фактором в деле суждений о величине силового воздействия. Рассмотрение роз ветров по отдельным участкам трассы показывает, что в районе всей трассы преобладают в основном ветры юго-западного направления. Многолетние наблюдения за период 45 лет установили следующую картину максимальных скоростей и повторяемости ветров:

Таблица 3

Метстанция	Скорость ветра	Повторяемость числом случаев
Свердловск	от 56 м/сек	1 раз в 45 лет
	от 56 до 51 м/сек	1 » » 45 »
	» 50 » 46 »	2 раза в 46 лет
	» 45 » 41 »	3 » » 25 »
	» 40 » 36 »	5 раз в 25 лет
	» 35 » 31 »	45 » » 25 »
	» 30 » 26 »	50 » » 25 »
	» 25 » 21 »	136 » » 25 »
	» 20 » 15 »	279 » » 25 »

П р и м е ч а н и е : Ураганные скорости ветра от 45 до 56 м/с относятся к стихийным бедствиям, и повторяемость их весьма незначительна.

Если проследить за распределением ветров по скоростям, то можно установить показанную в таблице 4 годовую картину повторяемости скорости ветра в разных пределах.

Таким образом большая часть трассы является относительно спокойной в отношении ветров, и скорости выше 15 м в большей мере наблюдаются в южной степной полосе.

Последний раздел этой главы будет касаться сведений о влажности, туманах, осадках, т. е. факторов, влияющих на потери электроэнергии. По туманам северная часть трассы находится в более благоприятных

Таблица 4

Наименование метеостанций	Число дней в году со скоростью ветра		
	От 0 до 10,0 м/сек	От 11 до 15,0 м/сек	От 15 м/сек и выше
Соликамск	353	8	4
Кизел	347	11	7
Чусовая	342	19	4
Свердловск	255	88	22
Челябинск	333	20	12
Верхнеуральск	347	12	6

условиях (15 туманов за год). Средняя часть трассы дает 20—24 тумана и на юге число их доходит до 46.

Влажность воздуха по средним данным колеблется от 70% до 89% для зимнего времени и 50—60% для летних месяцев, при чем в северных районах она вообще повышена.

По снеговому покрову и величине осадков трасса характеризуется нижеследующей таблицей 5.

Таблица 5

Наименование метеостанции	Средняя максимальная высота сне- гового пок- рова в см	Абсолютная максимальная высота сне- гового пок- рова в см	Максимальное суточное количе- ство осад- ков в мм	Среднее годовое число дней с осадками
Соликамск	100	150	67	180
Кизел	97	146	74	187
Чусовая	75	130	61	171
Свердловск	42	80	30	157
Уфалей	56	120	—	—
Челябинск	52	100	58	137
Верхнеуральск	41	78	66	120

Обзор трассы мы закончим приведением сведений о глубине промерзаний, считая таковой грунт с температурой от (-1°) до $(-0,5^{\circ})\text{C}$, поскольку указанные данные необходимы для проектирования фундаментов.

Таблица 6

Наименование пунктов	Глубина заложения фундамент.	Глубина промерзания почвы в м		Средние даты	
		Средняя	Наибольш.	Начало промерзания почвы	Окончание промерзания
Соликамск . . .	2,5 м	1,45	—	—	—
Надендшиск . . .	2,2 »	1,35	—	—	—
Чусовская . . .	—	1,50	—	28/IX	1/V
Пермь	—	1,26	1,57	2/X	25/IV
Красноуфимск . .	—	1,10	—	20/IX	27/IV
Кушва	—	1,70	—	—	—
Кузино	—	1,28	1,85	—	—
Свердловск . . .	1,8—2,0	1,00	—	30/IX	27/IV
Челябинск . . .	—	1,15	—	1/IX	22/IV
Карталы	1,8—2,0	1,8	—	—	—

По отдельным точкам на величину промерзания сказываются характер снегового покрова, растительности и пр., что в целом не дает каких-либо закономерностей по длине трассы.

II. ВОПРОСЫ СОВРЕМЕННОГО МАЧТОСТРОЕНИЯ И ВЫБОР СХЕМЫ ОПОР*)

Широкое развитие электросетей в СССР выдвигает в число важнейших вопросов выбор наиболее экономичных схем опор для л/п. Если для электролиний низкого напряжения мы имеем достаточно целесообразные типы мачт, то для энергопередач высоковольтных, с напряжением в сети порядка 220 кв. и выше, положение обстоит гораздо хуже. Довольно большое количество существующих в настоящее время типов опор для высоковольтных линий вопроса не разре-

*) Эта глава написана инж. Переславцевым.

шает, а скорее подтверждает правильность высказанного выше положения.

Все наличие мачт для линий передач, описанных в литературе, можно подразделить:

- 1) На 4 класса — по ряду материала, из которого они изготовлены:
 - I Деревянные опоры
 - II Металлические опоры
 - III Смешанные »
 - IV Железобетонные »
- 2) На 4 группы — по характеру выполняемой работы:
 - I Промежуточные
 - II Анкерные
 - III Угловые
 - IV Специальные
- 3) На 4 вида — по назначению:
 - I Однопроводные с тросами и без них
 - II Двухпроводные с тросами и без них
 - III Трехпроводные — однопенные* с тросами и без них.
 - IV Шестипроводные — двупенные* с тросами и без них.
- 4) На 4 типа — по статической схеме:
 - I Столбчатые
 - II Плоские порталные и арочные
 - III Пространственные — раскосные
 - IV Смешанные.

Ниже постараемся осветить основные моменты, играющие большое значение при выборе наиболее экономичной схемы конструкции, при чем рассмотрение проведем в порядке указанного выше подразделения мачт.

К Л А С С Ы О П О Р

Выбор материала для опор должен в первую очередь базироваться на экономическом подсчете, отражающем стоимость мачты franco линия электропередачи. Кроме того, при выборе материала должен быть учтен ряд перечисленных ниже особых моментов:

- 1) Наличие газов в атмосфере (в районах медеплавильных или других заводов), могущих воздействовать на материал опор.
- 2) Метеорологические данные о влажности воздуха и колебаний этой влажности (последнее имеет особое значение для дерева).
- 3) Данные о поражаемости районов грозами и пожарами.
- 4) Данные об исследовании грунтов (водонасыщенность, анализ воды, химанализ пород и т. д.).

Отсюда становится ясным, что окончательный правильный выбор материала для мачт может быть осуществлен только на данных специальных изысканий, на основе которых будет разрешен вопрос об устойчивости материала, его долговечности и способах устройства специаль-

*) Целью считается линия из 3-х проводов; двупенная линия передач имеет 6 проводов.

ных защит (как-то окраска, антисептирование). Кроме того, при выборе самой конструктивной схемы опоры должен учитываться целый ряд технологических особенностей каждого материала. Характеристики некоторых из этих особенностей нами приводятся в таблице 7.

ГРУППЫ ОПОР

Установление общего количества опор, разбивка их по группам и соотношения отдельных групп друг к другу определяются:

- 1) Проектом трассы (рельеф, количество пересечений, количество поворотов) линии электропередачи.
- 2) Расчетной схемой каждой группы опор (например: промежуточные опоры могут быть приняты нормальными, или полуанкерными).
- 3) Специальными требованиями по этому вопросу со стороны норм.

ВИДЫ ОПОР

Требования, влияющие на выбор вида опоры, вытекают в основном из проектных технологических заданий. Кроме сего вид опоры может варьироваться еще и при разработке статической схемы. Однопроводные опоры вообще возможны лишь при особых условиях, например при крутых поперечных профилях. Двухпроводные могут оказаться экономически выгодными при двучепной л/п малого напряжения. Трехпроводные являются основными. Шестипроводные употребительные для л/п напряжением до 110 кв.

ТИПЫ ОПОР

Выбор типа опоры, т. е. ее статической схемы, зависит от технологических данных задания и умелого конструирования. Предрешить заранее, какой именно тип опоры (портальный, пространственный или др.) должен быть принят для л/п определенного напряжения, — трудно. Можно только сказать, что для электролиний малого вольтажа более употребительны опоры столбчатого типа, а для л/п более высокого вольтажа — порталные и пространственные схемы. Объясняется это тем, что для первых линий требуются мачты малой высоты, с консолями малого вылета*. Для высоковольтных л/п столбчатые опоры не конструктивны (большая высота, значительный вылет консолей).

В числе указаний, относящихся к выбору статической схемы, можно отметить следующие:

- 1) опоре желательно придавать некоторую гибкость для лучшего восприятия динамических нагрузок;
- 2) не следует проектировать для мачты жесткие опорные узлы, работающие на изгиб (большие моменты);
- 3) наиболее экономичной является безмоментная статическая схема, состоящая из неизменяемых систем (треугольников);

* По причинам малых габаритов между проводами и небольшой нагрузкой на опору.

№№ п/п	Наимено- вание	Основные положительные качества	Главнейшие отрицательные качества
1	Деревянные опоры	1) Большая упругая гибкость, сглаживающая влияние ударов и обрыва пролодов. 2) Возможность замены отдельных деталей мачты в эксплуатации 3) Простота заготовки элементов и возможность сборки мачты на месте без устройства специальных мастерских.	1) Угнетение рамы в отношении сортамента. 2) Трудность вызки узлов и необходимость постоянного наблюдения за ними во время эксплуатации 3) Неоднородность материала 4) Пластичность (особенно для пиломатериала), усадка и растрескивание 5) Эксплуатационные и конструктивные трудности при создании решетчатых, или других схем опор на мелких элементах
2	Металлические опоры	1) Высокий коэффициент использования упругих свойств материала. 2) Широкая возможность в варьировании конструктивными схемами. 3) Простота и надежность образования узлов.	1) Коррозия металла, а отсюда требование частой покраски конструкции. 2) Требование большого дополнительного расхода металла для обеспечения устойчивости отдельных элементов конструкции. 3) Необходимость изготовления металлических мачт в специальных цехах, так как кустарная организация этих работ рекомендована быть не может.
3	Железобетонные опоры	1) Экономия металла по сравнению с металлическим вариантом. 2) Возможность применения достаточно различных конструктивных схем. 3) Использование местных материалов (шпёрты) и тем уменьшение транспортных расходов. 4) Возможность полного изготовления мачт на месте. 5) Высокая устойчивость и долговечность без каких либо ремонтов. 6) Возможность полной механизации всех процессов работ по изготовлению мачт	1) Отсутствие гибкости (практически) 2) Сложность устройства опалубки и производства работ. 3) Затруднительность проведения ремонта при поломках опоры, так как в таких случаях приходится обращаться к полной замене разрушенной опоры.

- 4) целесообразно проверить возможность проектирования мачт с эксцентричным расположением центра тяжести (см. рис. 2);
 5) желательно для железобетонных опор вводить предваритель-

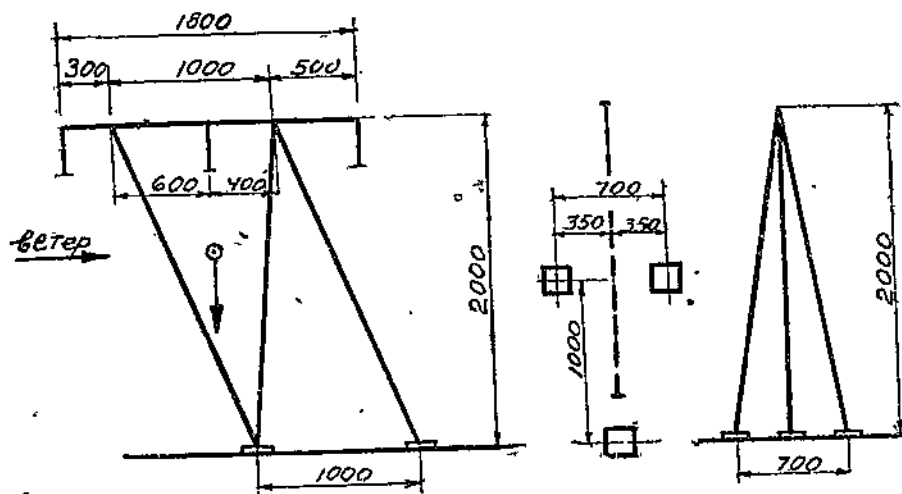


Рис. 2. И-образная падающая опора с растянутым подкосом.

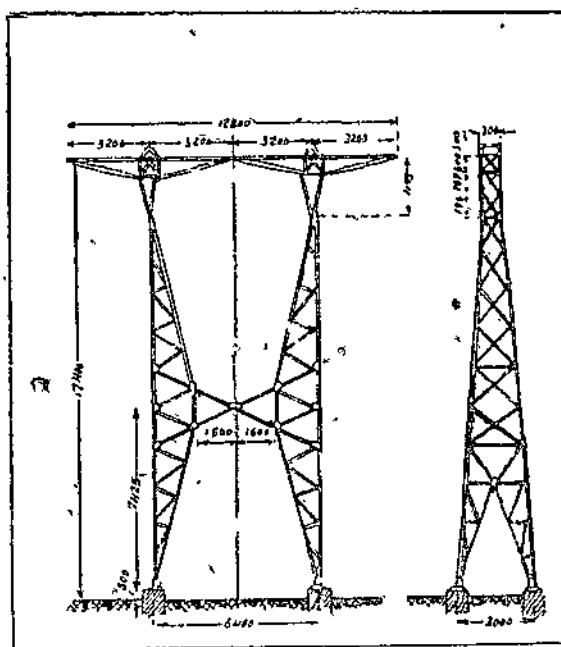


Рис. 3. Металлическая опора американского типа
 (220 kv).

ное натяжение арматуры (в траверзах) и внедрять оболочки как конструкции, обладающие удельно высоким моментом инерции.

Для иллюстрации остановимся кратко на описании некоторых опор:

1) Металлические опоры для л/п 220 кв. американского типа, устанавливаемые на ступенчатых бетонных фундаментах с анкерными болтами, показаны на рис. 3. Опоры одноцепные: три провода марки СА—240 и один трос СА—95*). Расположение проводов горизонтальное, расстояние между проводами 6,4 м. Нормальный пролет 300 м. Ориентировочно вес промежуточной опоры 3000 кг и анкерной 4000 кг.

2) Металлические опоры немецкого типа для линий напряжением 161 кв. по рис. 4 для двучепной линии передачи на двухпроводных опорах: шесть проводов СА—120 и три троса СА—50. Нормальный пролет 220 м. Вес опоры: анкерной 3200 кг, промежуточной 1200 кг.

3) Двучепная линия на столбчатых металлических шестипроводных опорах напряжением 115 кв. Нормальный пролет 250 м. Шесть проводов СА—95 и два троса сталь 50 мм². Расположение проводов — обратной елкой. Вес опор: промежуточной 3040 кг, анкерной 4720 кг (рис. 5).

4) Одноцепная линия передачи 115 кв. на деревянных опорах из пропитанной древесины. Нормальный пролет 200—225 м. Три провода СА—95. Объем древесины: для промежуточной П-образной опоры — 2,95 м³; для анкерной АП-образной — 5,03 м³ (рис. 6).

5) Схемы металлических опор Теплоэлектропроекта в 4-х вариантах. Расчетный пролет 300 м.

Вариант 1-й — промежуточная и анкерная опора. Ориентировочный вес соответственно равен 3823 кг и 4863 кг (рис. 7 а и в).

Вариант второй, также промежуточная и анкерная опора, вес — 3740 кг и 5000 кг. На рис. 8 показан вид промежуточной опоры.

Вариант третий показан на рис. 9, где дана промежуточная опора. Вес такой опоры достигает 3900 кг; анкерная опора имеет повышенный вес, достигающий до 5400 кг.

Вариант 4-й относится к типу промежуточных опор арочного типа (см. рис. 10).

6) Новый предложенный ТЭП-ом тип металлической М-образной опоры (показан на обложке) для одноцепной линии передачи 220 кв.: три провода АСП—400 и два троса С—94 мм². Основной пролет принят 350 м. Конструкция представляется в виде соединенной пространственно-раскосной системы. Предметом дальнейшего изложения и является исследование этой конструкции со стороны изучения ее деформации и коэффициентов запаса. По своим весовым показателям (вес промежуточной опоры равен 4 т) конструкция заслуживает внимания, как весьма экономичное решение. По сочетанию отдельных букв этот тип мачты получил название «ЛМ» — образной опоры.

*) СА — сокращенно сталь-алюминий.

Лит. 5/16-2014

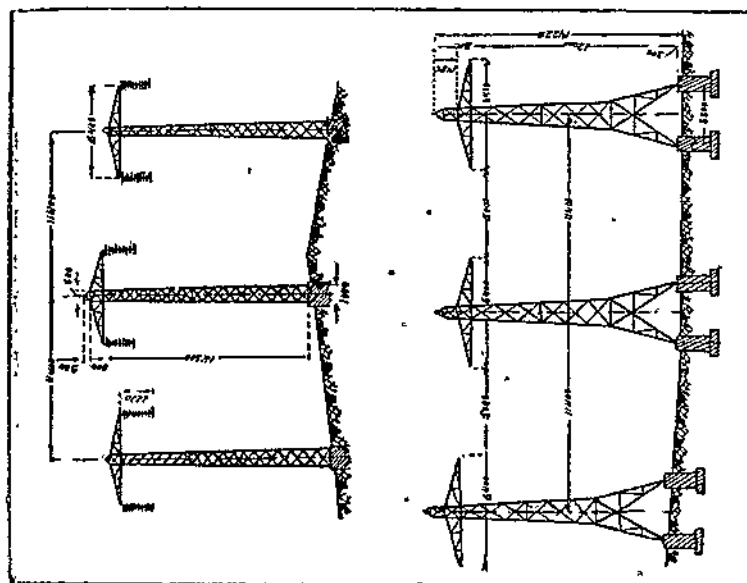


Рис. 4. Металлические опоры немецкого типа (461 кВ).

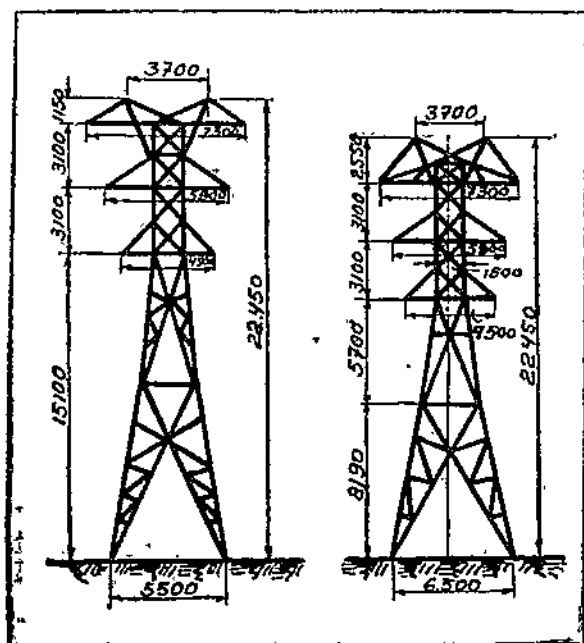
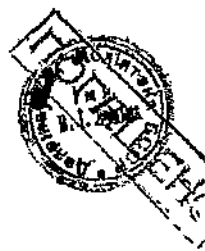
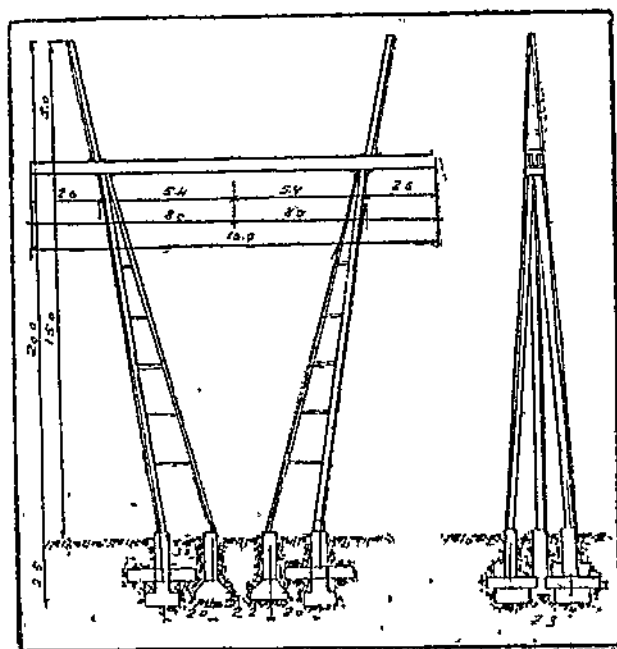
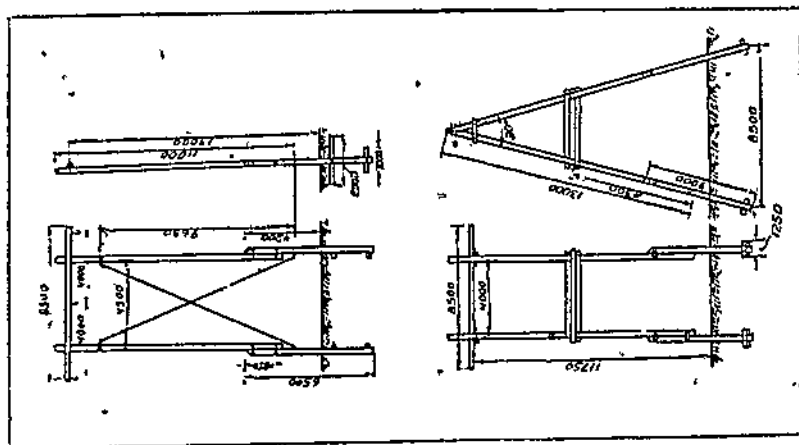


Рис. 5. Металлическая мачта для двухцепной л/передачи 415 кВ.





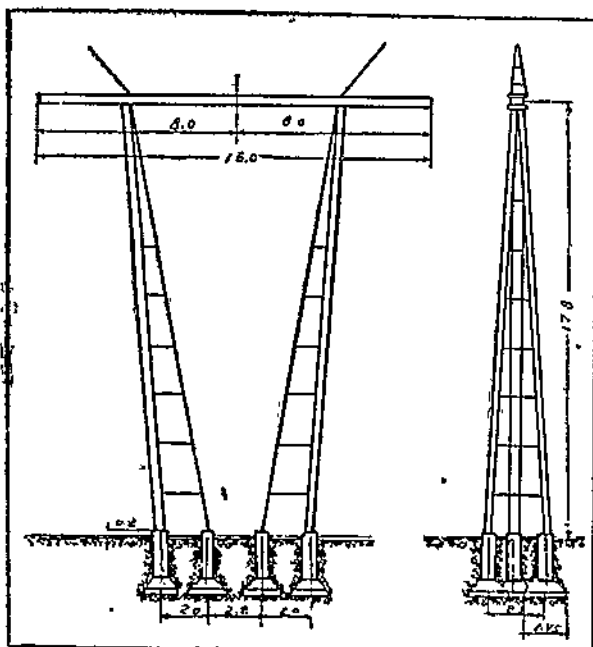


Рис. 7-в:

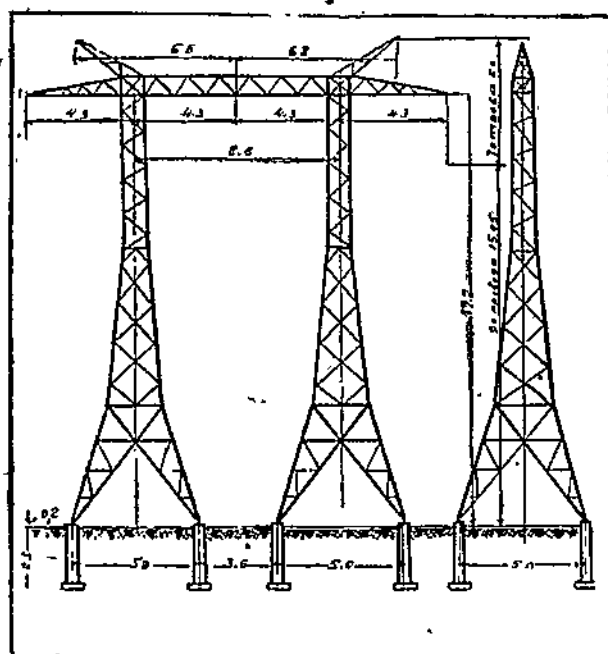


Рис. 8.

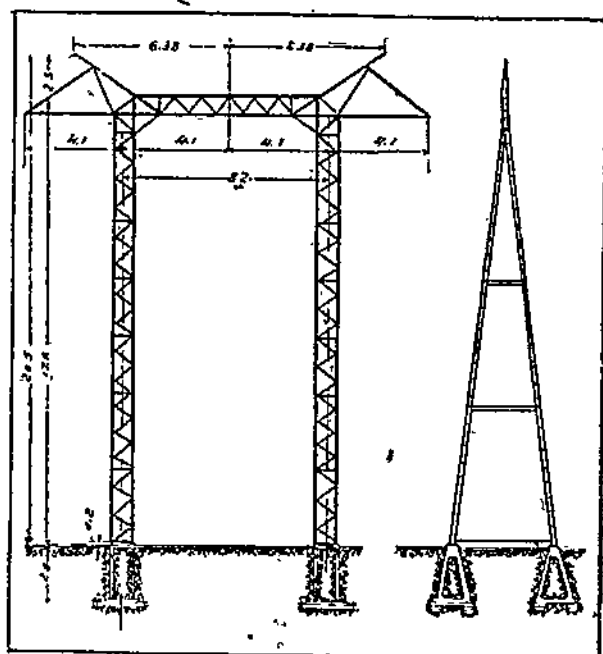


Рис. 9.

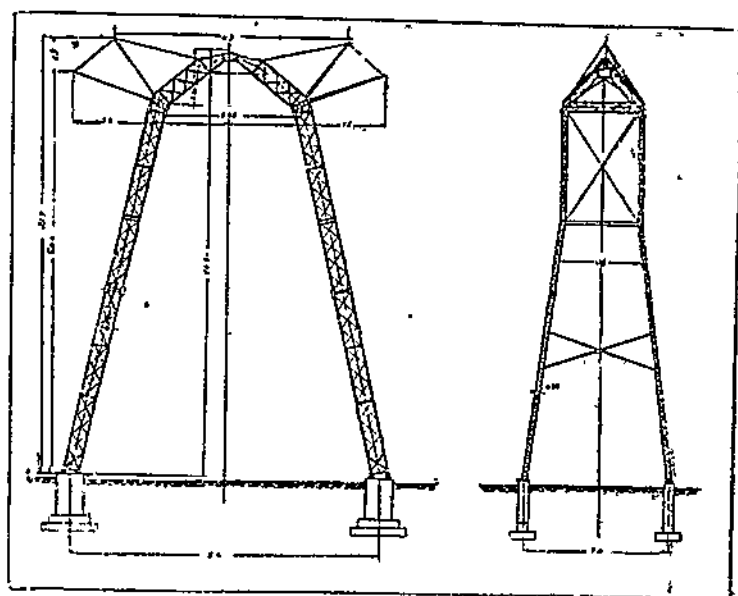


Рис. 10

III. КРАТКОЕ ОПИСАНИЕ ПРОЕКТА И ОСНОВНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ КОНСТРУКЦИИ

В конце 1937 года по заданию Уралэнерго нами проведены испытания опытной металлической сварной М-образной мачты (рис. 11) для высоковольтной (220000 вольт) линии электропередачи Пермь — Златоуст, причем испытания проводились до разрушения конструкции. Случаи испытания мачт вообще весьма редки; из этой области нам известны только испытания опытной рамной опоры для линии электропередачи Сталиногорск—Москва (выполнялись ЦНИПС'ом и Испытательной станцией НКПС). Основная цель опробуемых нами испытаний заключалась в том, чтобы возможно глубже проверить новую предлагаемую конструкцию.

Проект мачты разработан Теплоэлектропроектом применительно к расчетным схемам, показанным на рис. 12.

Из расчета ТЭП'а приводятся следующие расчетные величины:
а. Материал мачты по проекту — сталь 3 с допускаемыми напряжениями:

$\sigma_{доп} = 1600 \text{ кг/см}^2$ для нормального режима и

$\sigma_{доп} = 1920$ и 2200 кг/см^2 для аварийных случаев работы мачты.

б. Геометрические длины элементов показаны на рис. 4, где одновременно указано местонахождение центра тяжести конструкции.

в. Рабочим проектом приняты допускаемые гибкости: для поясов $\lambda_1 = 140$, для решетки $\lambda_2 = 180$ и для неработающих элементов $\lambda_3 = 220$; гибкость отдельной ветви $\lambda_{ветви} = 49$.

г. Расчетные осевые усилия в стойках мачты по данным расчета выражаются в следующих величинах:

Таблица 8

	Случай нагружения				Сжатая стойка (кг)	Растя- нутая стойка (кг)	Допускае- мые нагр. (кг/см ²)
	голубец	темпер.	ветер (м/сек)	момент			
I	10 мм	-5°	20	—	-4500	+280	1600
II	—	-20°	30	—	-5250	+1750	1600
III	—	-5°	24	изгибающий от обрыва провода	-14380	+10860	1920
IV	—	-5°	30	изгибающий от обрыва провода	-16850	+13350	2200
V	—	-5°	24	крутящий от обрыва троса	-15255	+17795	2200

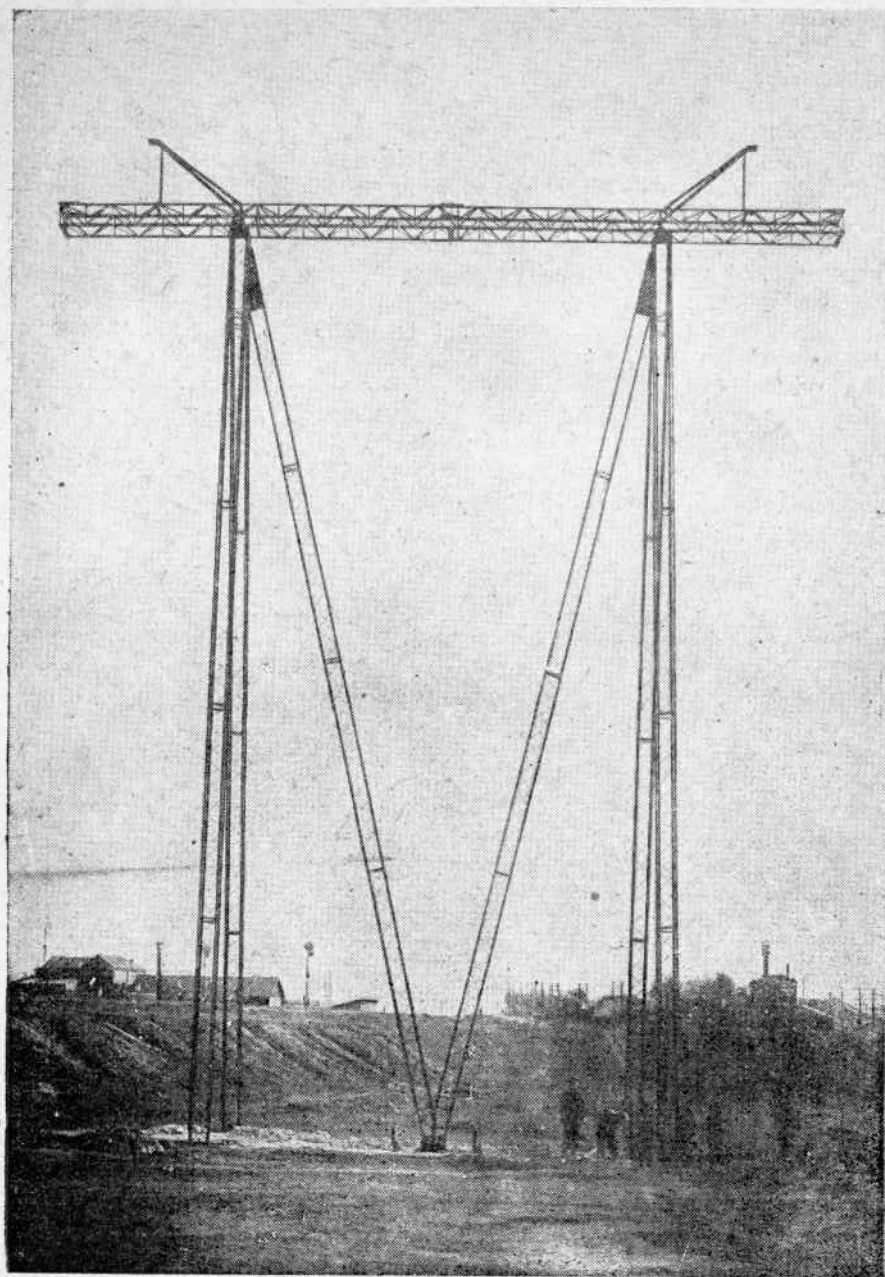


Рис. 11. Вид М-образной мачты вдоль линии.

е. Расчетные изгибающие моменты от сплошного нагружения стойки ветровой нагрузкой равны:

$$M_{g,0}=41200 \text{ кгсм}; M_{g,1}=62000 \text{ кгсм}$$

$$M_{\text{g0}} = 93000 \text{ кгс/м}^2.$$

что определяет появление дополнительных напряжений:

$$n_{00} = 124 \text{ кг/см}^2 \quad n_{01} = 186 \text{ кг/см}^2$$

$$n_0 = 280 \text{ кг/см}^2$$

г. Особые допущения расчета: уси-
ления поперек линий приняты распре-
деленными поровну между обеими верши-
нами мачты.

Конструктивное решение элементов проекта

СТОЙКИ

Стойки запроектированы квадратным сечением 40 см × 40 см из 4-х уголков размером 50 × 50 × 5 мм.

Момент инерции сечения $J_x = J_y = 6675 \text{ см}^4$

$$= W = 334 \text{ см}^3$$

Решетка стоек выполнена в елку при свободной длине пояса $l=75$ см из круглого железа диаметром 14 мм. Конструкция стойки и монтажного стыка по середине стойки показаны на рис. 13—15.

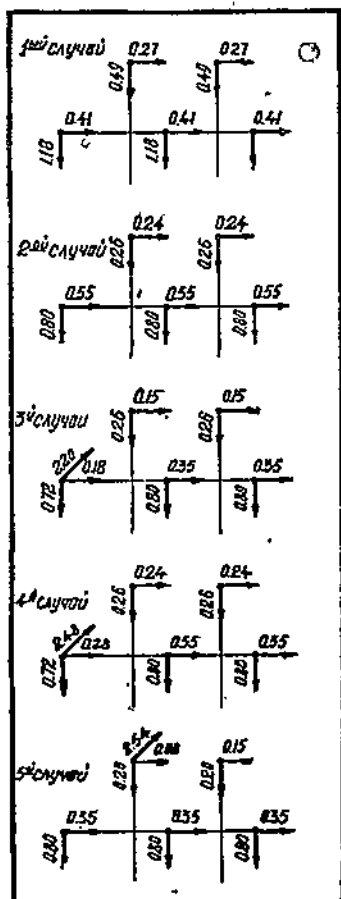


Рис. 12.

РАСКОСЫ

Конструктивное решение раскосов принято такое же, как и в стойках. Детали опорных узлов показаны на рис. 16.

ТРАБЕРСА

Для траверсы принято квадратное сечение размером 60 см × 60 см из 4 уголков размером 65 × 65 × 6 мм. Решетка траверсы запроектирована из уголков 35 × 35 × 5 мм. Схема решетки траверсы показана на рис. 17.

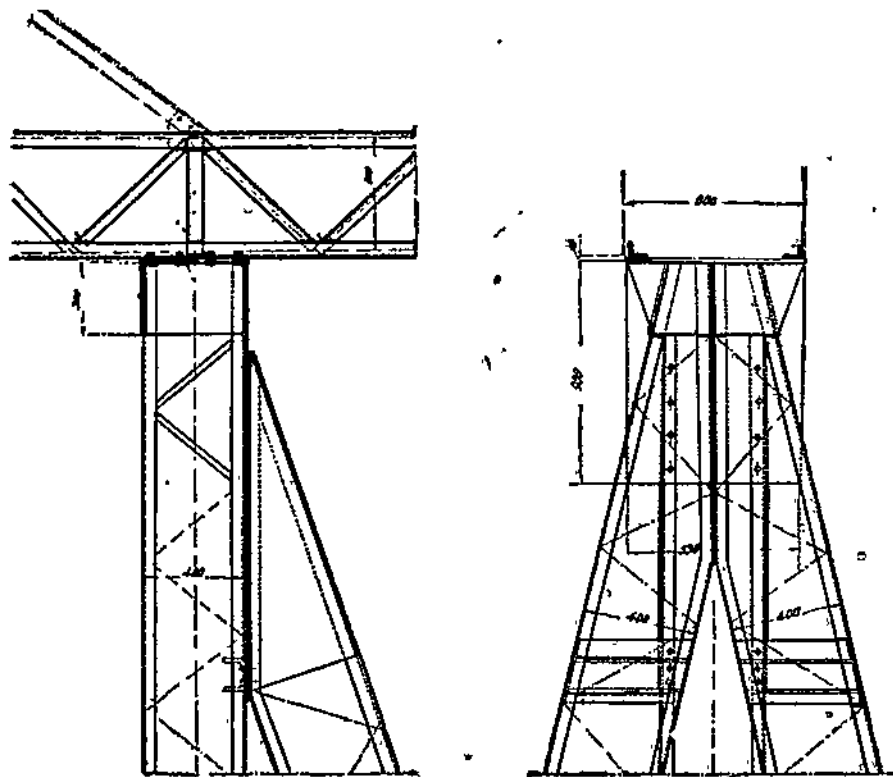


Рис. 13.

АНКЕРНЫЕ БОЛТЫ

Учитывая, что в конструкциях допускаемые напряжения были повышены на 1,14 для нормальных режимов и на 1,37 — для аварийных режимов, в проекте для анкеров приняты следующие величины допускаемых напряжений:

$$\sigma_{\text{анк. сред.}} = 1100 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_{\text{анк. раст.}} = 1650 \text{ кг/см}^2,$$

т. е. в конструкции приняты:

диаметр анкера для стойки—38 мм (рис. 13)

диаметр анкеров для раскоса—14 мм (рис. 15).

ПОДНОЖНИКИ

Учитывая, что линия электропередачи пройдет в таких условиях, где будет затруднительно производство железобетонных работ по сооружению опор (отсутствие инертных, технические затруднения в отношении этих весьма емких работ), решено часть мачт линии электропередачи поставить на металлических подножниках. По этой причине и испытание мачты производилось на металлических поднож-

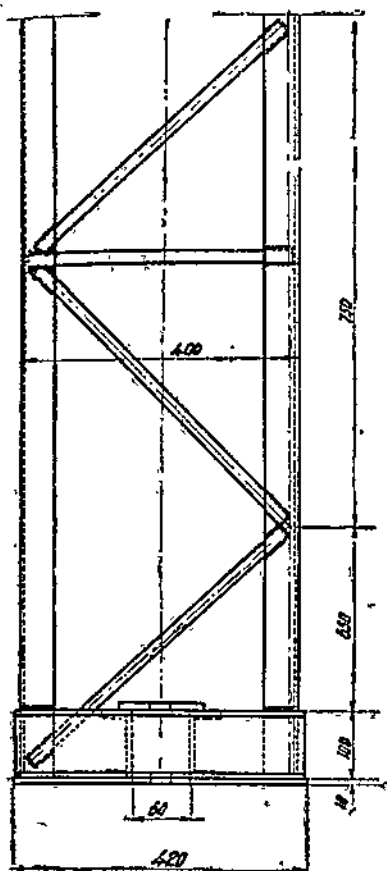


Рис. 14.

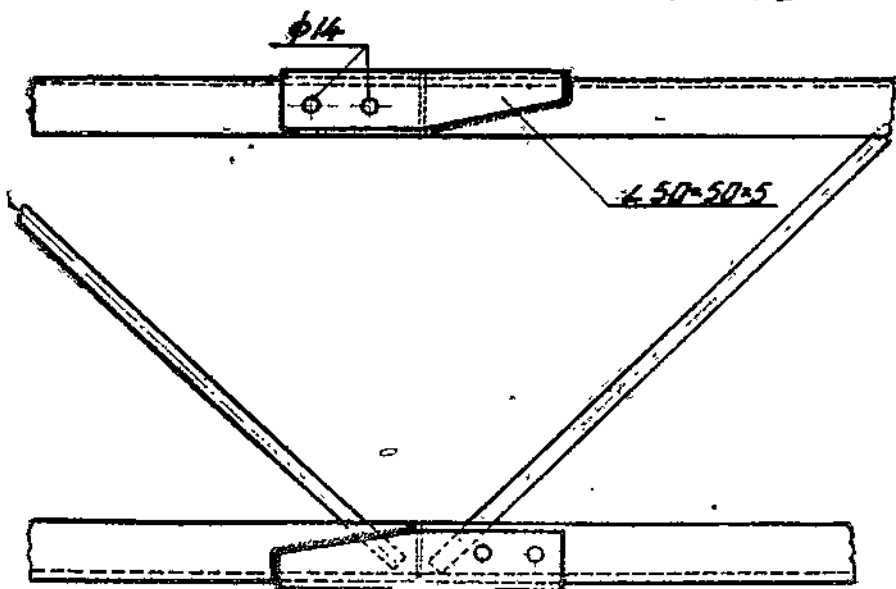
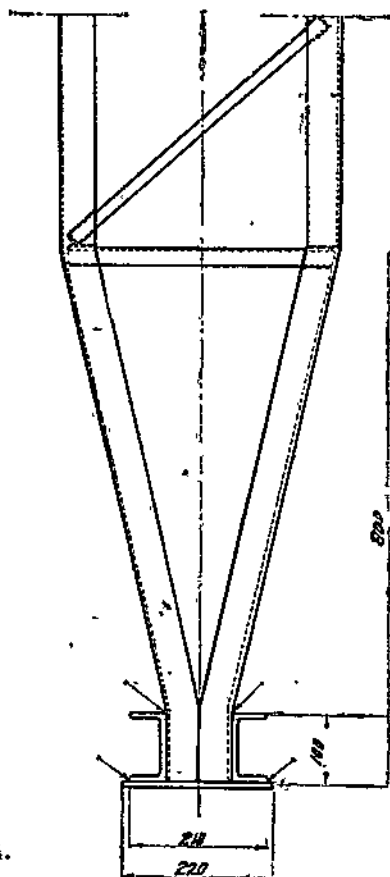
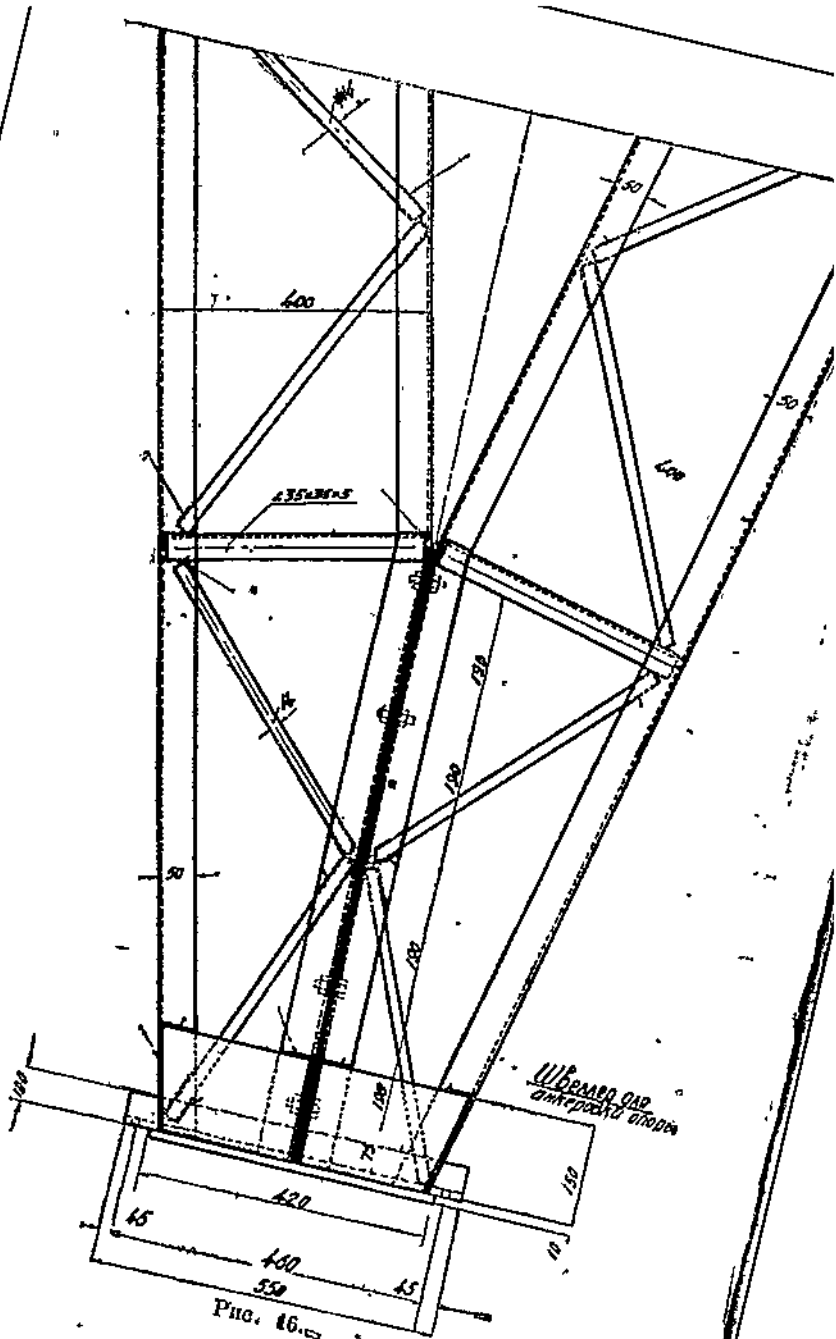


Рис. 15.



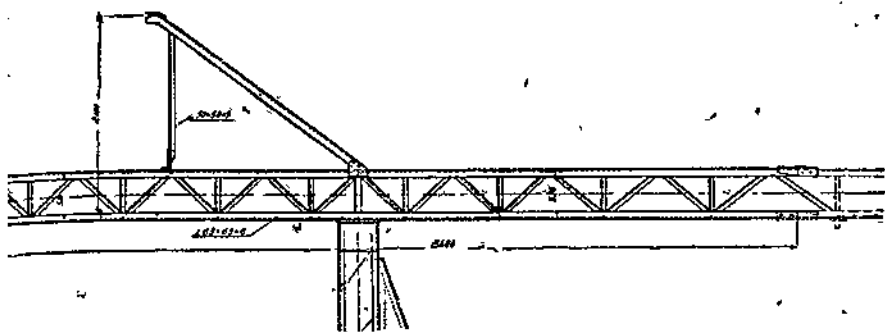


Рис. 17.

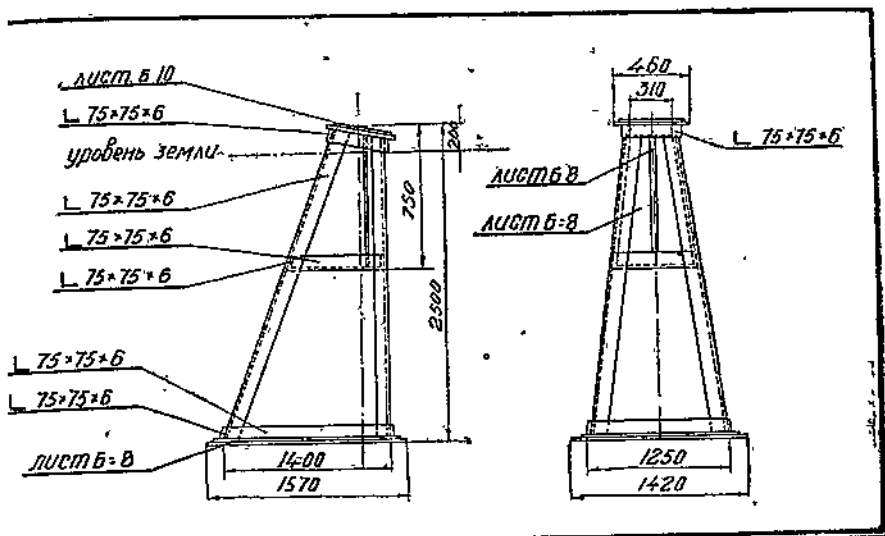


Рис. 18.

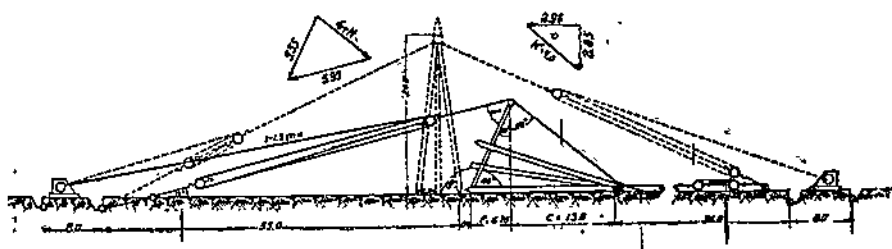


Рис. 19.

никах. Вопрос защиты заглубленного в землю металла от коррозии в проекте не затронут. Конструктивное решение подколонников показано на прилагаемом рис. 18. Из отдельных моментов, относящихся к работе подпоязников, укажем следующее:

1. Максимальное напряжение на грунт достигает $0,8 \text{ кг/см}^2$. При наличии такого напряжения для случаев обычных грунтов пластические деформации (осадки во времени) грунтов, могущие привести к наклонению мачты, не представляет особых опасений.

2. Данная конструкция подпоязников не может воспринимать горизонтальных усилий. Подобные категории сил возникают в момент поднятия мачты. Учитывая данное обстоятельство, мы при подъеме мачты устраивали распорки и горизонтальную закладку, а вообще желательно одну сторону двух подпоязников «защитить» металлическим листом.

IV. ПРОГРАММА РАБОТ

Для испытания мачты была принята следующая программа работ:

1. Исследовать напряженное состояние в отдельных деталях конструкций (ногах) при подъеме мачты.

2. Испытать мачту по основным схемам загрузки.

3. Проверить статическими испытаниями работу мачты как анкерной опоры.

4. Произвести динамические исследования мачты на случай обрыва одного провода с исследованием формы возникающих колебаний.

5. Разрушить мачту путем пропорционального увеличения (относительно расчетного нагружения) всех приложенных нагрузок для усталостного износа прочности и устойчивости как отдельных элементов, так и всего сооружения в целом.

РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ

Исходя из поставленных выше задач, были разработаны расчетные схемы испытания, по поводу коих укажем следующее:

а. Схема подъема мачты была запроектирована путем применения вспомогательной А-образной опоры по рис. 19, причем теоретические величины тяговых усилий и напряжения металла представлены в табл. 9.

Таблица 9

Угол наклона ноги	Тяговое усилие	Сжимающее усилие в ноге	Напряжение в ноге
0°	$5,96 \text{ т}$	1 т	44 кг/см^2

Указанные теоретические усилия найдены на основе определения центра тяжести мачты по рис. 20. Величины тяговых усилий определены на основании построенных силовых треугольников на рис. 19.

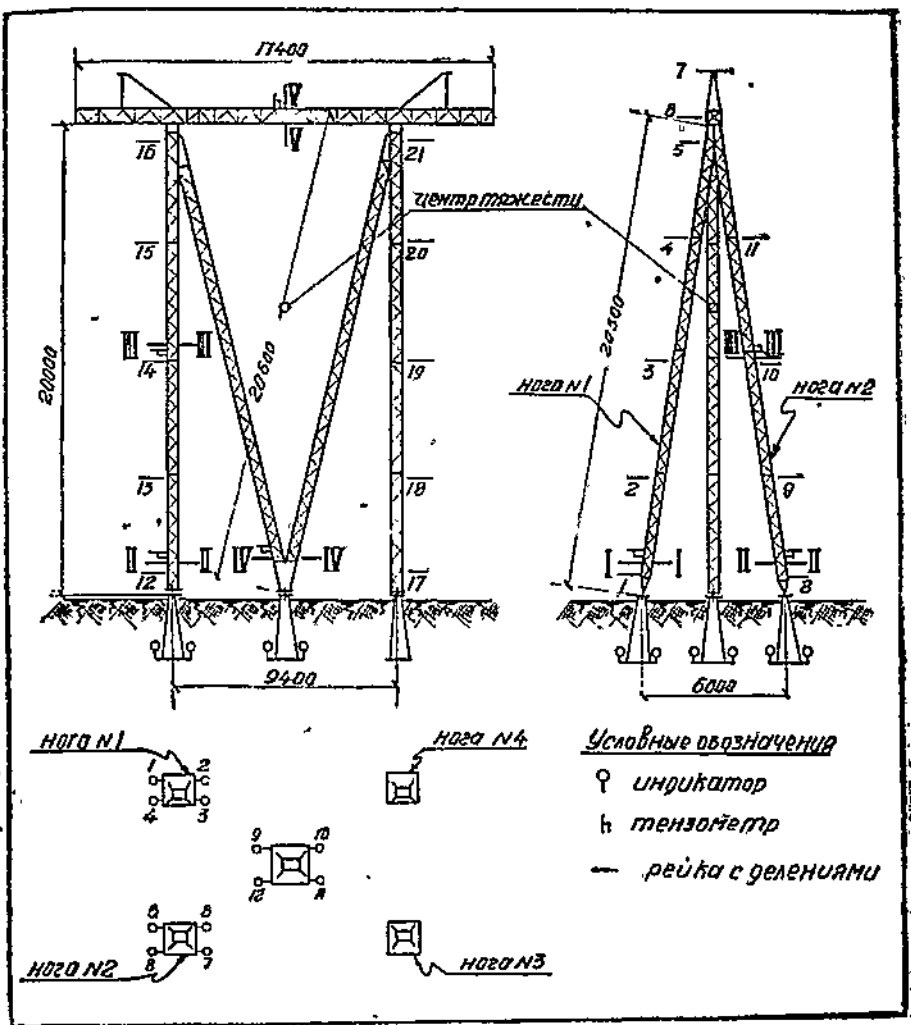


Рис. 20.

б. Предварительно было предположено произвести испытание по всем 5-ти расчетным стадиям, а посему, в целях удобства оперирования с нагрузками, была запроектирована основная рабочая схема, из которой, путем изменения отдельных составляющих нагрузок, могла быть получена любая схема, отвечающая нормальному (I и II) или аварийному (III, IV и V) режимам.

с. Монтаж высоковольтной линии совершается обычно отдельными участками. В таком случае крайняя опора этого участка попадает под одностороннюю нагрузку (3 провода и 2 троса). Этот случай отвечает работе мачты как анкера. Опытная мачта по своему назначению

была обычная промежуточная опора, и испытание ее как анкера не входило в условия нормальной работы.

д. Случай обрыва крайнего провода или троса в условиях статической задачи намечен к детальному исследованию в п. в. Явление же обрыва провода по своей природе относится к явлениям динамического порядка, связанного со значительным увеличением продольных деформаций металла. В вопросе осуществления принципиальной схемы каждого из этих случаев существенное значение имеет участие смежных проводов. В статической схеме мы считаем, что каждый провод, будучи подвешен к гирлянде, не передает ей никаких горизон-

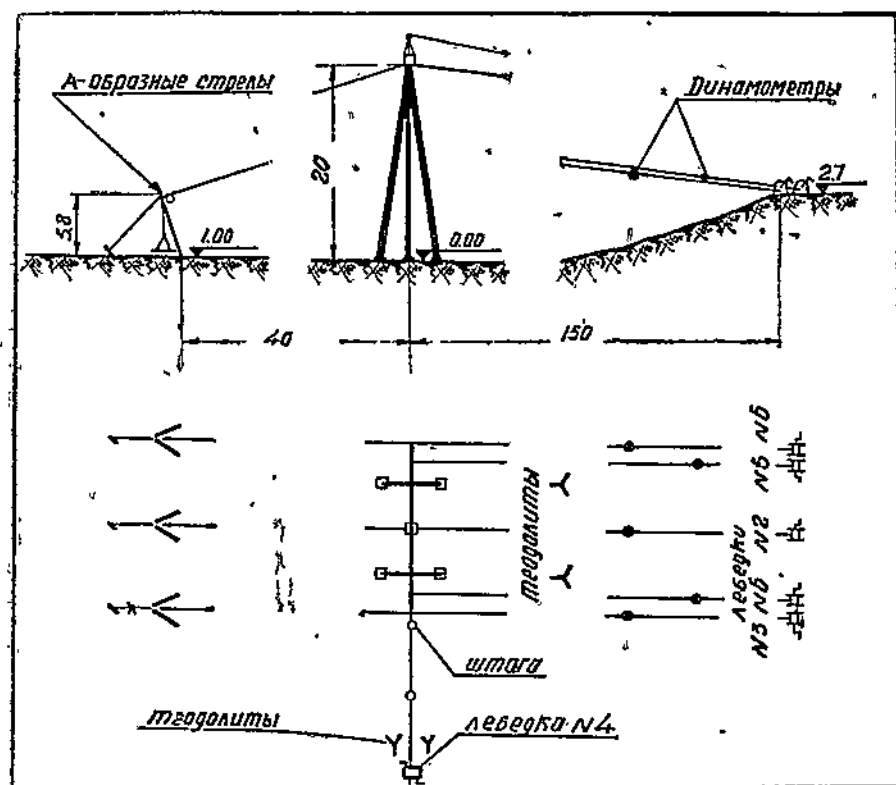


Рис. 21.

тальных сил (распоры провешенных тросов в точке подвеса взаимно уничтожаются), а потому в статической расчетной схеме проходящие провода отмечаются только своими весовыми нагрузками. При рассмотрении динамических явлений обрыва проводов необходимо учесть горизонтальное влияние, которое будет оказываться на вибрирующую конструкцию оставшимися проводами. Дабы приблизить постановку опыта к действительным условиям, имеющимся в патуре в момент обрыва провода, нами создана особая схема, показанная на рис. 21.

В этой схеме в колебательном процессе участвуют все оставшиеся (за исключением одного порванного) провода.

V ВНЕШНИЙ ОСМОТР СООРУЖЕНИЯ

Перед производством испытаний изготовленные ноги и траверсы мачты были осмотрены на предмет установления соответствия выполненных работ проекту. Были даны указания о введении пропущенных диафрагм и доварке отдельных мест прикрепления решетки к поясам в тех местах, где был обнаружен слабый или недостаточный шов. Наши требования о введении диафрагмы в нижнюю часть ноги (там, где начинается суживающая часть ноги) не было выполнено, ввиду желания заказчика испытать мачту в виде, точно отвечающем проекту.

Из оставшихся партий металла были опробованы образцы для испытания показателей механической прочности. Испытания дали следующие результаты:

Таблица 10

Элементы конструкций	Количество образцов с временным сопротивле- нием в кг/см ²											
	35	36	37	38	39	40	42	44	47	48	90	91
Ноги	1	2	1	1	2	2	1	2	1	1	—	—
Траверса	—	—	—	1	1	—	—	—	—	—	1	1

Учитывая высокое временное сопротивление образцов металла, предназначенного для траверсы, нами предложено начатую изготовлением траверсу переделать, подыскав для нее обычный металл (сталь 3). Ниже нами указывается, что после окончания испытаний металл конструкций был подвергнут повторному лабораторному испытанию с изъятием образцов из самой конструкции.

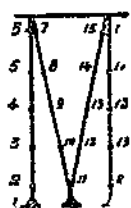
Осмотр конструкции до монтажа обнаружил отсутствие прямолинейности образцов. Перед испытанием мачты была произведена проверка прямолинейности поясов путем замера отклонения оси поясов против шнурка. Результаты замеров приведены в табл. № 11, куда занесены замеры полученные в момент нахождения элементов мачты на земле (до монтажа).

При производстве осмотра состояния металла обнаружено, что на изготовление мачты был израсходован металл, покрытый толстой пленкой ржавчины.

После установки мачты на место был произведен повторный осмотр, которым обнаружено следующее:

1. В связи с затруднениями при установке ноги мачты на голове подколонтника (отверстие для анкерного болта оказалось зажатым)

Искривление элементов мачты до монтажа

ММ точек	Значе- ние стре- лы (мм)	ММ точек	Значе- ние стре- лы (мм)	ММ точек	Значе- ние стре- лы (мм)	ММ точек	Значе- ние стре- лы (мм)	
1	0,0	7	0,0	11	0,0	16	0,0	
2	22,8	8	7,0	12	11,0	17	12,0	
3	57,0	9	4,0	13	11,0	18	24,0	
4	58,0	10	4,0	14	5,0	19	28,0	
5	21,1	11	0,0	15	0,0	20	6,0	
6	0,0	—	—	—	—	21	0,0	

в шарнире (3) вместо анкерного болта дн. 38 мм был поставлен болт дн. 32 мм.

2. Обращено внимание на прикрепление траверсы к голове мачты, которое осуществлено только 6 болтами дн. 12 мм.

3. Средняя опорная часть разработана конструктивно неудовлетворительно (рис. 22). Опора нецентрирована, имеет возможность скользить по голове подколоники; сопротивление опоры на изгиб определяется сопротивлением только одного опорного листа.

VI ПРИСПОСОБЛЕНИЯ ДЛЯ ОСУЩЕСТВЛЕНИЯ ЗАПРОЕКТИРОВАННЫХ СХЕМ ЗАГРУЗКИ

При испытании мачты необходимо осуществить 3 категории действующих сил:

1. вертикальные нагрузки, созданные весом проводов (0,8 т на каждую гирлянду), троса (0,26 т на каждый рог), монтажных люлек (0,25 т) с монтером (0,07 т), гололеда на проводах в размере 0,38 т на каждую гирлянду.

2. Горизонтальные нагрузки в направлении перпендикулярном направлению линий передачи за счет действия ветра на провода в размере 0,55 т (0,35 т) на каждую подвеску к траверсе, на тросы в размере 0,24 т (0,15 т) на каждую подвеску к рогу, на мачту в той его части, которая передается на вершину мачты — 0,55 т (0,37 т).

П р и м е ч а н и е: Приведенные цифры относятся к силе ветра при скорости 30 м/сек. Цифры в скобках относятся к скорости ветра 24 м/сек.

3. Горизонтальные усилия в направлении вдоль линии электропередачи, созданные обрывом проводов — 2 20 т (2,48 т), троса — 2,54 т

Примечание: Цифры взятые в скобки относятся к случаю наличия гололеда.

В целях создать требующиеся усилия, были применены следующие способы загрузки:

а. Вертикальные загрузки траверсы и рога были осуществлены с помощью подвески люлек.

б. Горизонтальные усилия на рога получились при помощи люлек, трос которых был перекинут через блок на деревянной мачте.

с. Горизонтальные усилия поперек линии на траверсу мачты осуществлены посредством лебедки № 4, трос которой был перекинут через блок деревянной мачты (рис. 23).

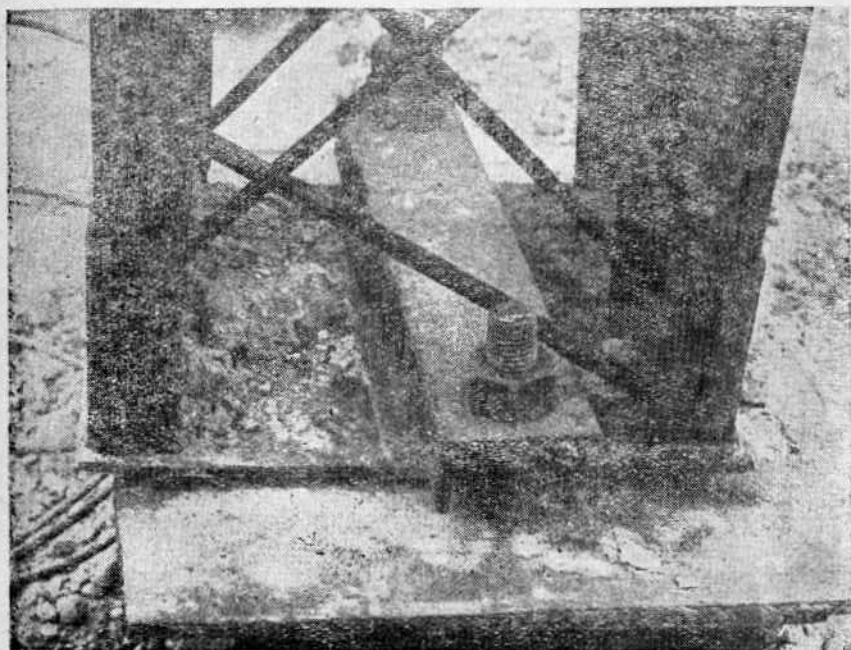


Рис. 22. Анкерная конструкция средней опоры. Отчетливо видно смещение раскоса под действием расчетной нагрузки.

д. Горизонтальные усилия вдоль линий во время испытания были созданы за счет действия лебедок № 1, 2, 3, 5 и 6.

Примечание: Упоминаемая в п. п. «б» и «с» деревянная мачта являлась вспомогательным устройством для создания категории горизонтальных сил.

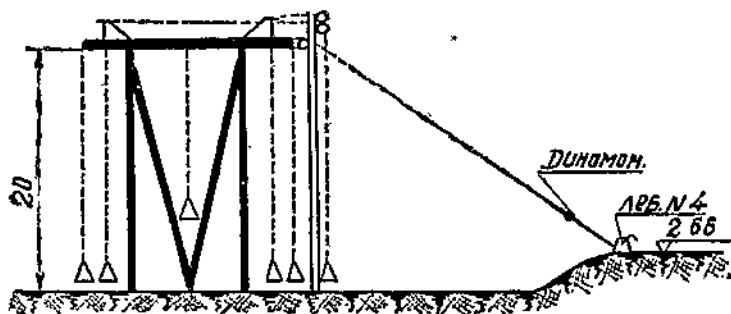


Рис. 23.

VII. ВЫБОР ТОЧЕК ДЛЯ НАБЛЮДЕНИЙ

Так как опытная мачта представляет собою очень гибкое пространственное сооружение, то существенным моментом в испытании должно явиться:

1. исследование деформаций, связанных непосредственно с гибкостью и деформативностью самой конструкции и
2. поведение баншаков мачты в связи с напряженным состоянием грунта под подошвой каждого фундамента.

По этой причине нами были назначены следующие точки для экспериментальных наблюдений:

- по траверсе — а. для исследования работы консольной части траверсы приборы были расставлены над опорной частью.
- б. в целях проследить за передачей усилий вдоль траверсы (при действии сил поперек линии) были поставлены приборы по и в пролете траверсы.
- с. вертикальные деформации траверсы измерялись в 3-х точках по прогибомерам Максимова.
- д. смещение траверсы и рога в горизонтальном направлении измерялись теодолитом с помощью горизонтальных реек в 21 точке (рис. 20).

по ногам — а. А-образная часть. Объектом наблюдения были приняты 2 точки на сжатой ноге (одна точка посредине ноги, а другая в опорной части по (рис. 24) и одна точка на растянутой ноге.

б. М-образная часть. — Были поставлены тензометры на оба подкоса с размещением их по середине элементов.

с. Для того, чтобы иметь возможность замерить горизонтальные смещения отдельных точек, по высоте

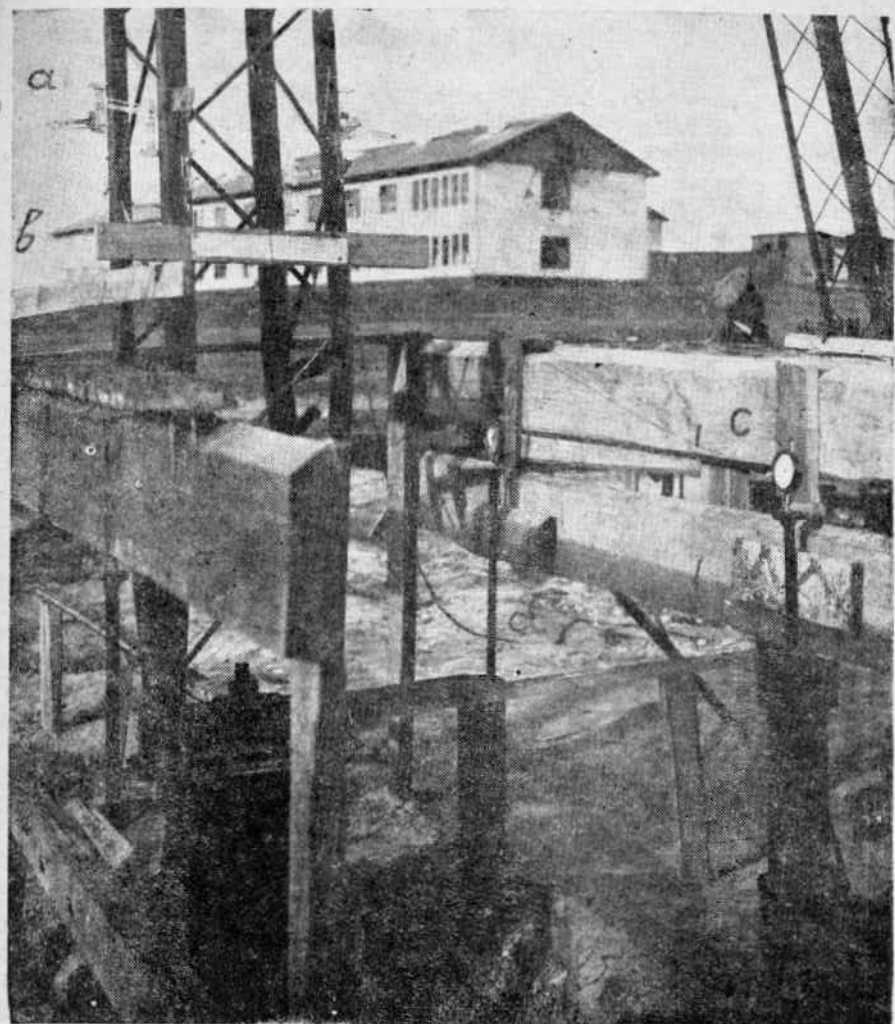


Рис. 24 Расстановка приборов в нижнем сечении сжатой ноги: а — 8 шт. тензометров Гугенберга, б — рейки для измерения смещения, с — индикаторы для измерения деформации грунта, д — конструкция глубинного репера.

По ногам

сооружения в 4-х створах были поставлены горизонтальные рейки (общее число точек наблюдения равно 21), отсчеты по которым велись с помощью 4-х специально ориентированных теодолитов. Ориентировка теодолитов производилась путем разбивки в каждом створе визирной оси, относительно которой перед каждым отсчетом производилась выверка теодолитов.

д) В целях проверить взаимное смещение ног отно-

По погам

сительно друг друга по середине мачты был установлен прогибомер для измерения расхождения ног, при чем прогибомер закреплялся на ноге № 3, а нить укреплялась на ноге № 2.

По подножникам— Учитывая сделанные ранее замечания о влиянии деформации грунта на общее изменение положения, занимаемого сооружением в пространстве, было уделено особое внимание измерению перемещений подколонников. В этих видах мы подвергли особому наблюдению 3 подколонника, отмеченные на прилагаемом плане (рис. 20), поскольку указанные 3 точки вполне определяют положение верхушки мачты. Для наблюдения за нижней плитой каждого подколонника были сооружены 4 глубинных репера (на каждую опору). Конструкция поименованных приспособлений показана на рис. 24. Конструкция глубинного репера нами была осуществлена в виде, описанном ниже. На горизонтальной плите подножника было устроено соответствующее гнездо, в которое, как в подпятник, был опущен вертикальный металлический стержень, выходящий верхним своим концом на дневную поверхность. Для пропуска этого стержня через всю высоту земляной засыпки была применена чугунная труба, которая и защищала стержень от прикосновения грунтовой массы. Верхний конец стержня упирался в подвижной стержень индикатора, корпус которого был закреплен в неподвижной обноске. При помощи такого приспособления явилась возможность проследить за вертикальными деформациями 12 точек, показанных на рис. 20. Для измерения горизонтальных смещений верхушек подколонников в уровне опорных шарниров были поставлены индикаторы.

Общее размещение приборов показано на рис. 20, 21 и 23.

VIII. РАССТАНОВКА ПРИБОРОВ И СНЯТИЕ ОТСЧЕТОВ

При расстановке тензометров было обращено внимание на то, чтобы приборы были поставлены в одном сечении, дабы иметь возможность построить суждение о напряженном состоянии сечения в целом. В этом отношении весьма желательно перед испытаниями отметить плоскость выбранного сечения путем нанесения риски. Считаясь с возможностью явлений изгиба от внецентренности действующих усилий (в том числе и наличие местной кривизны элементов) нами устанавливались приборы на обеих полках уголков (на середине ширины полки). В тех случаях, где встречались затруднения разместить тензометры в одном сечении, были допущены отступления от указанного выше правила.

Снятие отсчетов производилось немедленно после приложения нагрузки. Рост деформации во время выдержки не замерялся, т. к. загрузку создавали помощью лебедок не могло обеспечить постоянства величины действующих нагрузок. К тому же при длительном выдерживании конструкции на показаниях приборов в сильной мере отразились бы явления, связанные с внешними причинами.

Горизонтальные усилия вдоль и поперек линии создавались при помощи лебедок, показанных на рис. 25. Измерение действующих усилий производилось посредством динамометров, «впряженных» в полиспасты. Например, стадии необходимо было создать тяговое усилие

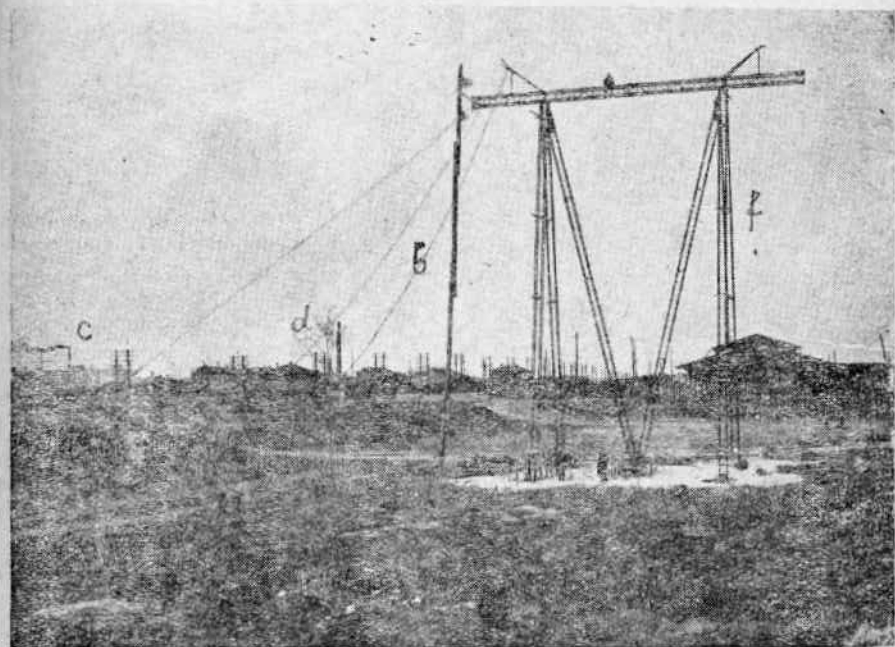


Рис. 25. Вид мачты, подготовленной к испытаниям: а—люльки для вертикальной нагрузки, б—деревянная мачта для образования горизон. нагрузок, с—лебедка для усилий поперек линии, d—канат для усилий вдоль линии.
e—г—теодолиты для измерения смещения ног мачты, f—рейки для измерения смещений.

порядка 10 т, для чего была применена указанная на рис. 26 схема полиспаста. Учитывая предшествующий опыт ЦНИПС, мы обратили внимание на проверку динамометров, для чего предварительно испытывали их подвескою ранее взвешенных люлек и путем испытания на одно и то же грузовое усилие нескольких последовательно включенных динамометров.

При окончательном испытании было принято 11 стадий, приуроченных к аварийному 4-му случаю (см. рис. 12). Осуществить 5-й случай расчетного загрузения (обрыв троса) не удалось, т. к. конструкция рога разрешилась при 0,5—0,6 расчетного усилия, приходящегося на этот рог (подробное изложение дано ниже).

Запись собственных частот производилась прибором Гейгера. Для замера амплитуд затухающих колебаний был сооружен самодельный самописец, принцип действия которого состоял в следующем.

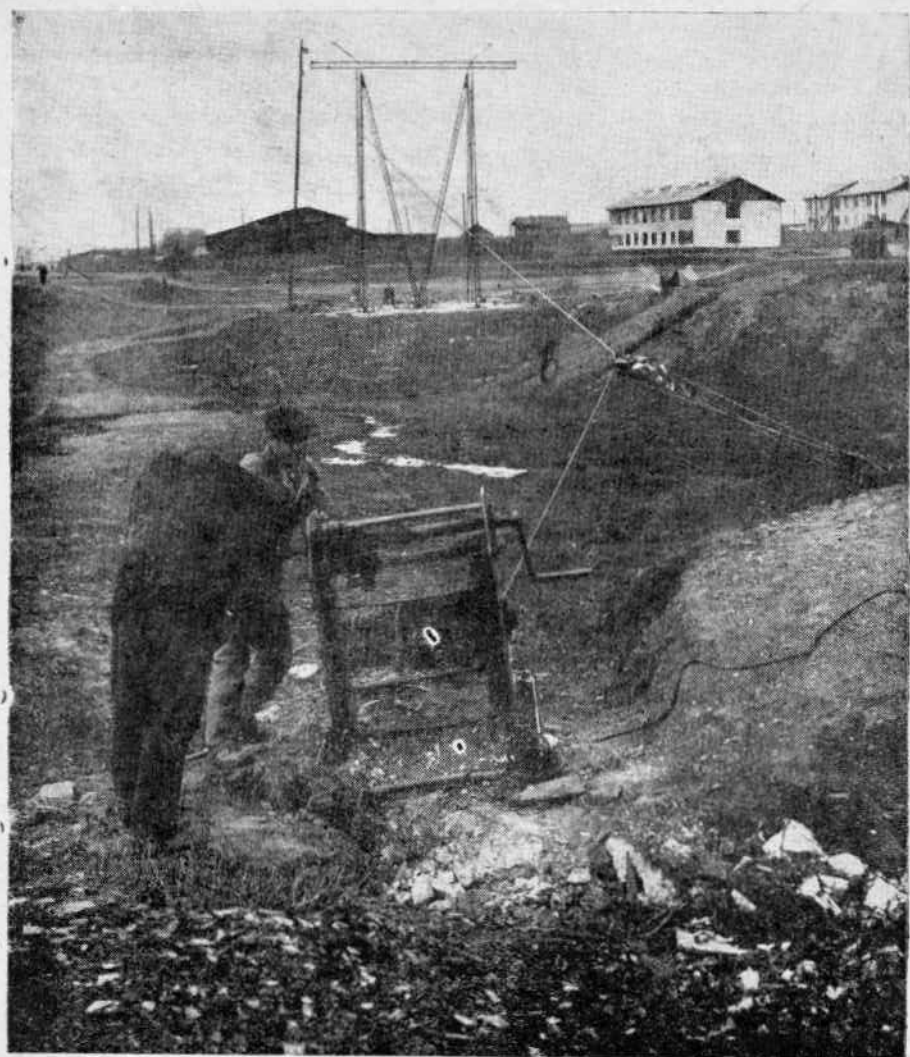


Рис. 26. Стадия испытания мачты на случай обрыва крайнего провода.
а—полиспаст на 5 ниток, б—динамометр.

К концу траверсы был прикреплен лист фанеры с наклеенным к нему ватманом; такой лист при возникающих колебаниях участвует в движении вместе с головой мачты. На неподвижно стоящей деревянной мачте был размещен стержень с карандашом (неподвижная точка), способным чертить по ватману (движущаяся лента). Для того, чтобы при записях колебания не накладывались на одно и то же место, лист ватмана имел собственные вращательные движения вокруг прикрепленного шарнира. Мы полагаем, что данного нами

описания прибора вполне достаточно без каких-либо дополнительных пояснений посредством графического изображения.

IX РАБОЧИЕ СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ

СТАТИЧЕСКИЕ РАБОЧИЕ СХЕМЫ В ПРЕДЕЛАХ РАСЧЕТНОЙ НАГРУЗКИ

Окончательно решено в целях сокращения числа операций испытание провести по 5 и 4-му аварийным случаям, применительно к которому и были составлены рабочие схемы А и В, показанные на рис. 27. Подробной спецификации сил, показанных на схемах, мы не делаем, т. к. все требующиеся указания о природе, величине и характере сил были даны выше. Рабочая схема С (рис. 28) указывает порядок приложения сил при испытании мачты, как полуанкера*).

ДИНАМИЧЕСКИЕ РАБОЧИЕ СХЕМЫ

Применительно к указаниям, сделанным на стр. 31, была составлена схема динамического испытания мачты на обрыв провода. Рабочая схема этого испытания показана на рис. 21.

СТАТИЧЕСКАЯ РАБОЧАЯ СХЕМА ИСПЫТАНИЯ НА РАЗРУШЕНИЕ

После проведения испытания по п. п. «а» и «б» запроектировано ввести стадию испытания, предусматривающую определение нагрузок, способных вызвать разрушение мачты. Разрушение мачты намечено провести нагрузками пропорциональными расчетным. Порядок роста прикладываемых нагрузок приведен на рис. 28 в виде рабочей схемы «Д».

X ПРОЦЕСС ИСПЫТАНИЯ МАЧТЫ

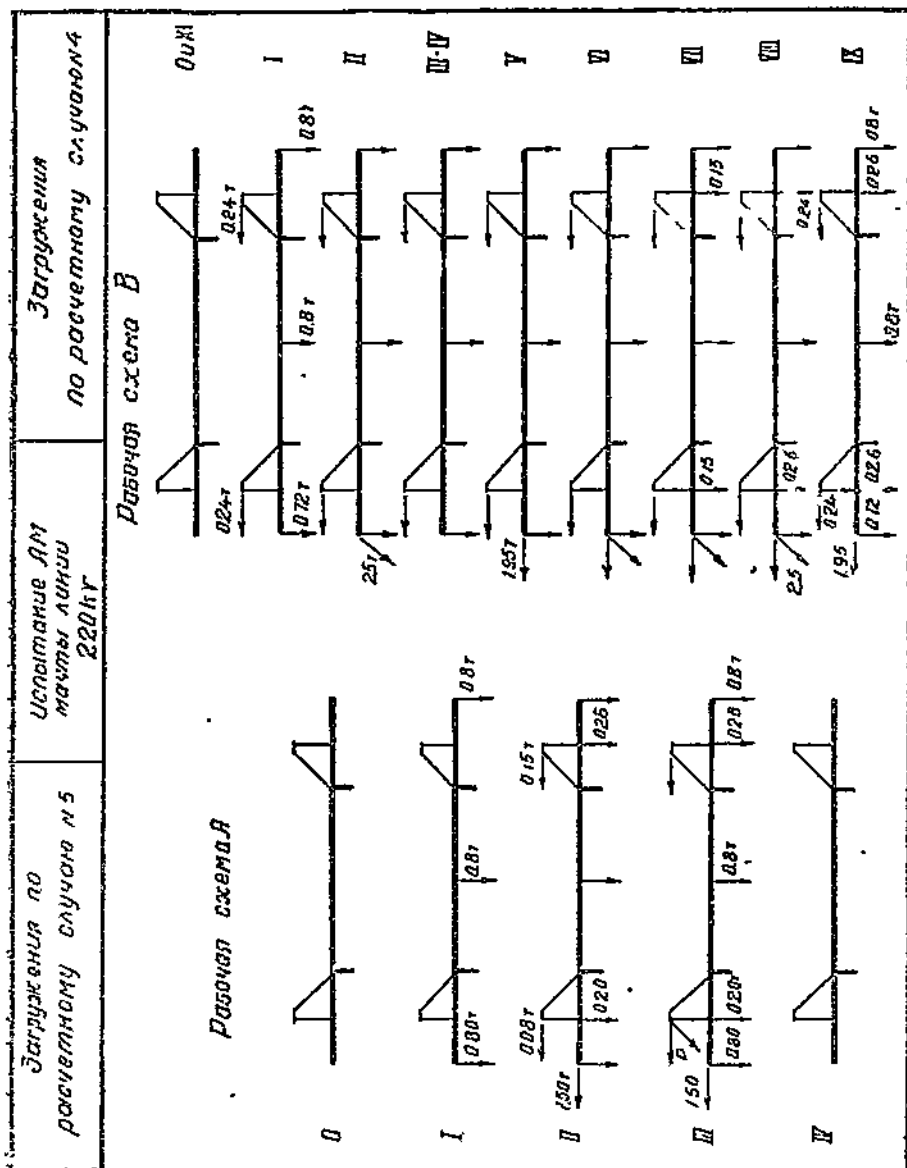
ПОДЪЕМ МАЧТЫ

Подъем мачты осуществлялся в соответствии с разработанным на рис. 19 рабочим проектом, где показаны начальный и конечный этапы подъема. Один из этапов подъема мачты изображен на рис. 29. Во время производства подъема мачты измерялась величина тяговых усилий, которые приведены в табл. 12.

Как видно из указанной таблицы, наибольшая величина усилия оказалась равной $Q_{\max} = 3,96 \text{ т}$. Повидимому, такое значительное расхождение величины Q факт, против Q теорет. (см. таблицу 9) должно быть объяснено:

1. установкою вспомогательных стрел под концы вторых ног;
2. размерами вспомогательной А-образной стрелы для подъема, которые отличались от запроектированных в рабочем чертеже.

*) Ниже в тексте и в иллюстрационном материале эти испытания на одностороннюю нагрузку тремя проводами названы испытаниями на анкер.



Первоначальным планом предусматривалось произвести повторные испытания мачты во время подъема с тем, чтобы более детально проследить во время подъема влияния осевых сил и влияния прогиба элементов под действием собственного веса, т. к. в окончательном виде осевая сила сжимает предварительно прогнутый элемент. Но в дальнейшем оказалось, что встретились значительные

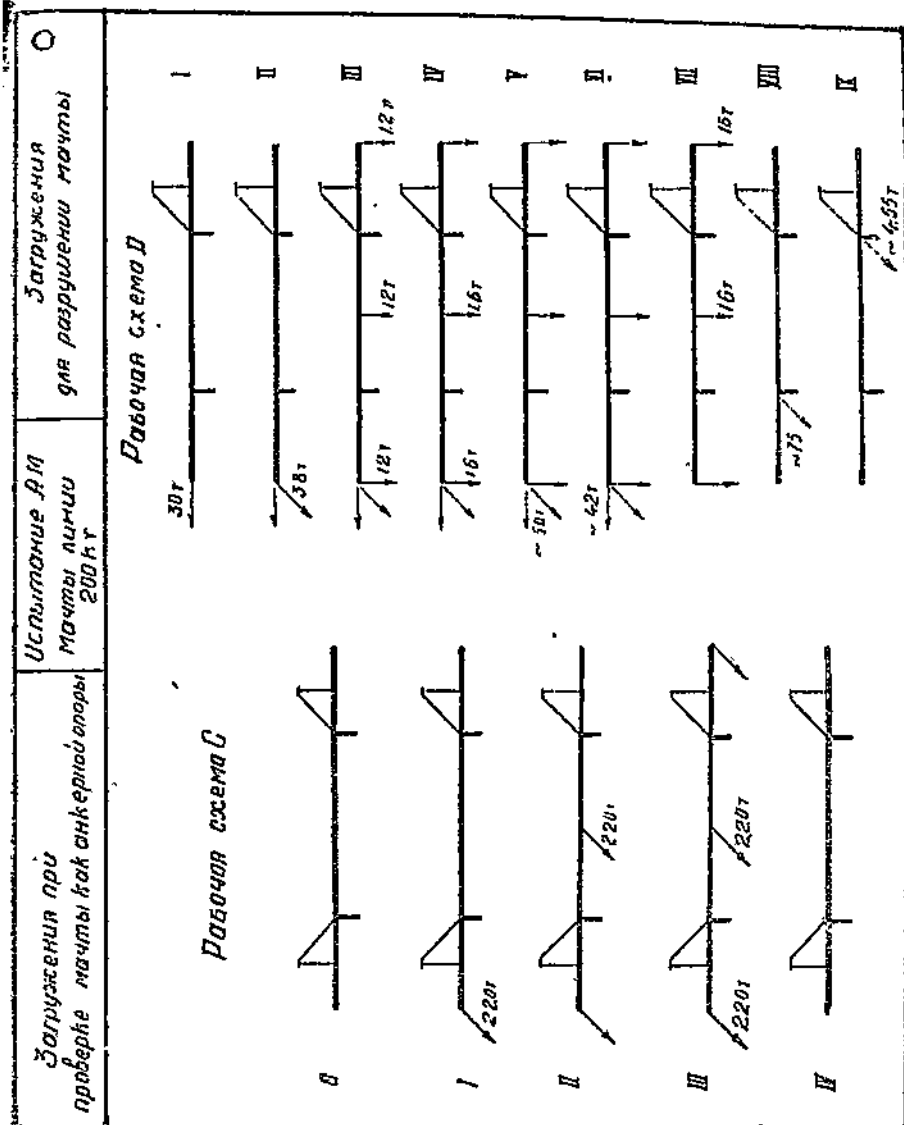


Рис. 28.

затруднения для того, чтобы положить мачту обратно на землю. По этой причине второй подъем мачты был отменен.

Показания тепловметров по ногам № 1 и № 3 могут быть использованы в целях суждения о наибольших фибровых напряжениях в момент подъема, каковые достигают величин:

$$\sigma_1 = 433 \text{ кг/см}^2 \text{ и } \sigma_2 = -634 \text{ кг/см}^2.$$

По схеме подъема напряжения от осевой силы $N=2000$ кг достигают

$$n = \frac{2000}{4,80 \times 8} = 53 \text{ кг/см}^2.$$

Относительно большие величины напряжений, полученных в опыте, должны быть отнесены за счет возникающих явлений изгиба, связанного с действием собственного веса нижней и верхней ног.

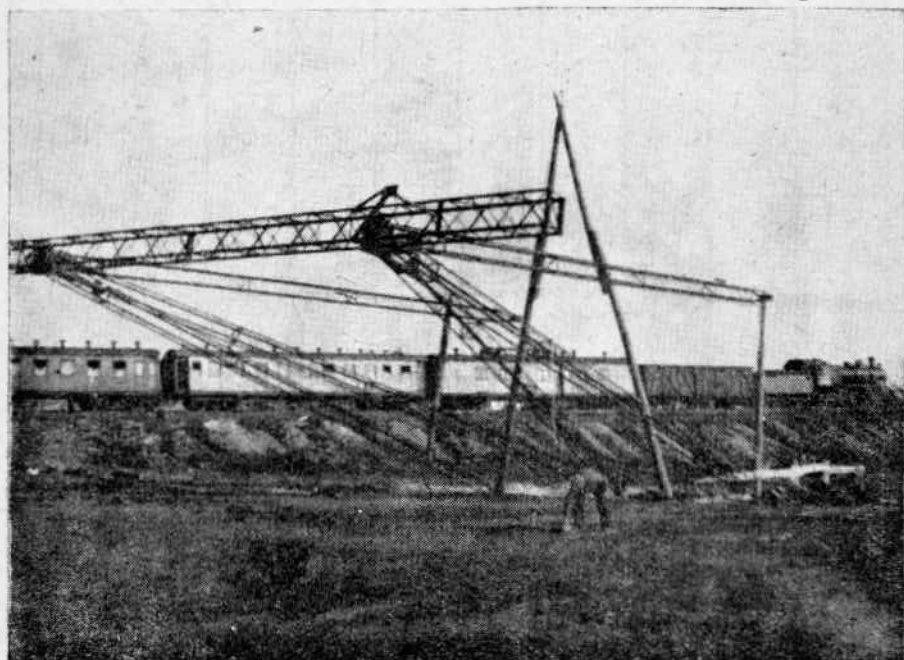


Рис. 29. Один из моментов подъема мачты.

Теоретическая обработка, связанная с выявлением величины M и N , должна производиться путем решения системы

$$\begin{aligned} -\frac{N}{\omega} - \frac{M}{W} &= -n_2 \\ -\frac{N}{\omega} + \frac{M}{W} &= n_1 \end{aligned}$$

Если эту задачу прорешать применительно к средним показаниям тензометров, то получаем следующие величины:

$$\frac{N}{\omega} = 64 \text{ кг/см}^2 \text{ и } \frac{M}{W} = 257 \text{ кг/см}^2 \text{ или}$$

$$M = 257 \times 5,69 \times 36 \times 2 = 105100 \text{ кг/см}$$

Момент от поперечного изгиба под влиянием собственного веса равен

$$M = \frac{27 \times 2000^2}{8} = 135000 \text{ кг/см.}$$

Так как подъем мачты сопровождался отдельными толчками, связанными с работой лебедки, то особых теоретических анализов по полученным напряжениям сделать не приходится.

ИСПЫТАНИЕ МАЧТЫ ПО СХЕМАМ РАСЧЕТНОГО ЗАГРУЖЕНИЯ

Основные задачи испытаний сооружений в пределах расчетных нагрузок заключаются в том, чтобы:

1. установить на основе соответствующих измерений наибольшие величины фибровых напряжений и поперечных деформаций в рабочем состоянии;

2. найти соответствия или отклонения в работе сооружений против теоретических предпосылок;

3. дать прогноз о степени удаленности рабочего состояния конструкции от стадии разрушений.

В данном случае особов значение приобретают следующие вопросы:

во-первых — оценка общей гибкости конструкции, поскольку в теоретическом расчете ТЭП'а этот вопрос не исследовался;

во-вторых — выявление устойчивости всего сооружения в целом в смысле достаточности анкеровки в грунте запроектированных опор.

Таблица 12

Тяговые усилия и напряжения в металле при подъеме мачты

Угол подъема	Тяговое усилие	Нога № 1 (сечение в середине пролет)								Нога № 2 (средина)			
		II-5	II-15	876	II-17	II-19	II-11	II-12	II-14	II-20	II-3	II-1	II-7
ММс тензодетекторов													
0°	0,0г	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1°20'	3,6г	0	+202	-198	-318	-573	-207	+184	-20,5	-270	-173	+433	+416
2°40'	3,65г	0	+202	-216	-390	-573	-207	+184	-41	-260	-172	+400	+394
5°30'	3,95г	0	+212	-235	-	-684	-217	+184	-72	-275	-173	+332	+372
13°50'	3,65г	0	+212	-273	-	-	-207	+225	-174	-324	-161	+333	+360
18°40'	3,45г	0	Запись не производится										

Запись не производилась

Несмотря на целый ряд обстоятельств, затруднивших ведение экспериментальных измерений (толчки при работе лебедок, действие ветра), все же надлежит признать, что нам удалось получить достаточно удовлетворительные данные. На графиках 1—3 приведены показания тензометров, давших наиболее близкие друг другу показания. Графики иллюстрируют достаточно параллельную работу приборов. Входя в анализ кривых, построенных на этих показаниях, отметим, следующие принципиальные особенности этих графиков.

1. В обычной испытательной практике принято констатировать наличие значительного разрыва между показаниями приборов и данными теоретического расчета. Мера этого расхождения (так называемая конструктивная поправка) и является суждением о степени влияния разных недоучитываемых факторов, отличающих (в запас прочности) действительную работу сооружения от теоретической расчетной схемы. В данном случае больших разрывов между обоими результатами не наблюдается. Это обстоятельство должно быть отнесено к чистоте теоретической схемы, совпадающей в основном с действительной работой сооружения.

2. Графики 1 и 2, относящиеся к сечению сжатого элемента, несколько отличаются от графика 3, построенного для растянутого элемента. Отличие этих 2-х групп заключается в том, что в графике 3 теоретическая кривая все же идет выше показаний приборов, несколько приближаясь к обычной картине испытательной практики.

3. Причины явлений, указанных в п.2 в отношении сжатых элементов, мы расположены искать в обстоятельствах, связанных с явлениями изгиба сжатой ноги, как результат влияния больших горизонтальных смещений верха мачты при наличии некоторой жесткости по концам элемента.

4. На всех трех графиках отчетливо видно, что на отрезке испытаний по стадиям III—IV—V, отвечающих отсутствию усилий поперек линий, теоретическая кривая идет выше показаний приборов (нормально). С включением поперечной лебедки относительное положение теоретической кривой изменяется вследствие того, что поперечные усилия не распределяются так, как это было запроектировано в расчете, хотя сама конструкция в конечном счете способна выравнивать те доли усилий, которые вначале передаются на первую и вторую вершины.

5. При производстве испытаний во время приложения поперечных сил мы отчетливо наблюдали процесс передачи этих усилий на вторую вершину. Например, стойки № 3 и 4 приподнимались с подколошника, а раскосный элемент № 6 работал на сжатие. Чтобы установить величину усилий, действующую при таком нагружении (к траверсе приложена сила поперек линии), мы пытались с помощью тензометров уловить то усилие, которое действует в траверсе между обеими вершинами. Эти измерения показали, что относительно большая часть поперечного усилия идет на вторую вершину.

6. На основе показаний приборов, приведенных в графиках, возможно составить следующую таблицу напряжений.

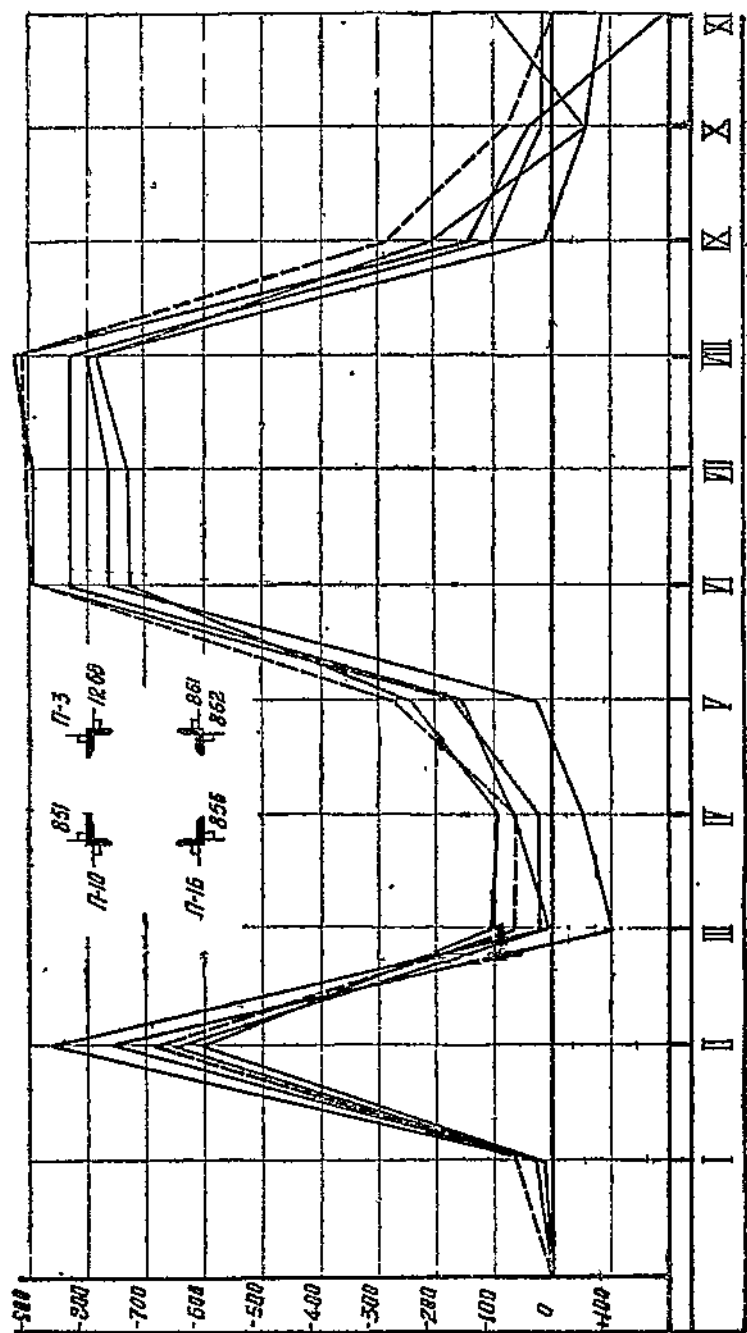
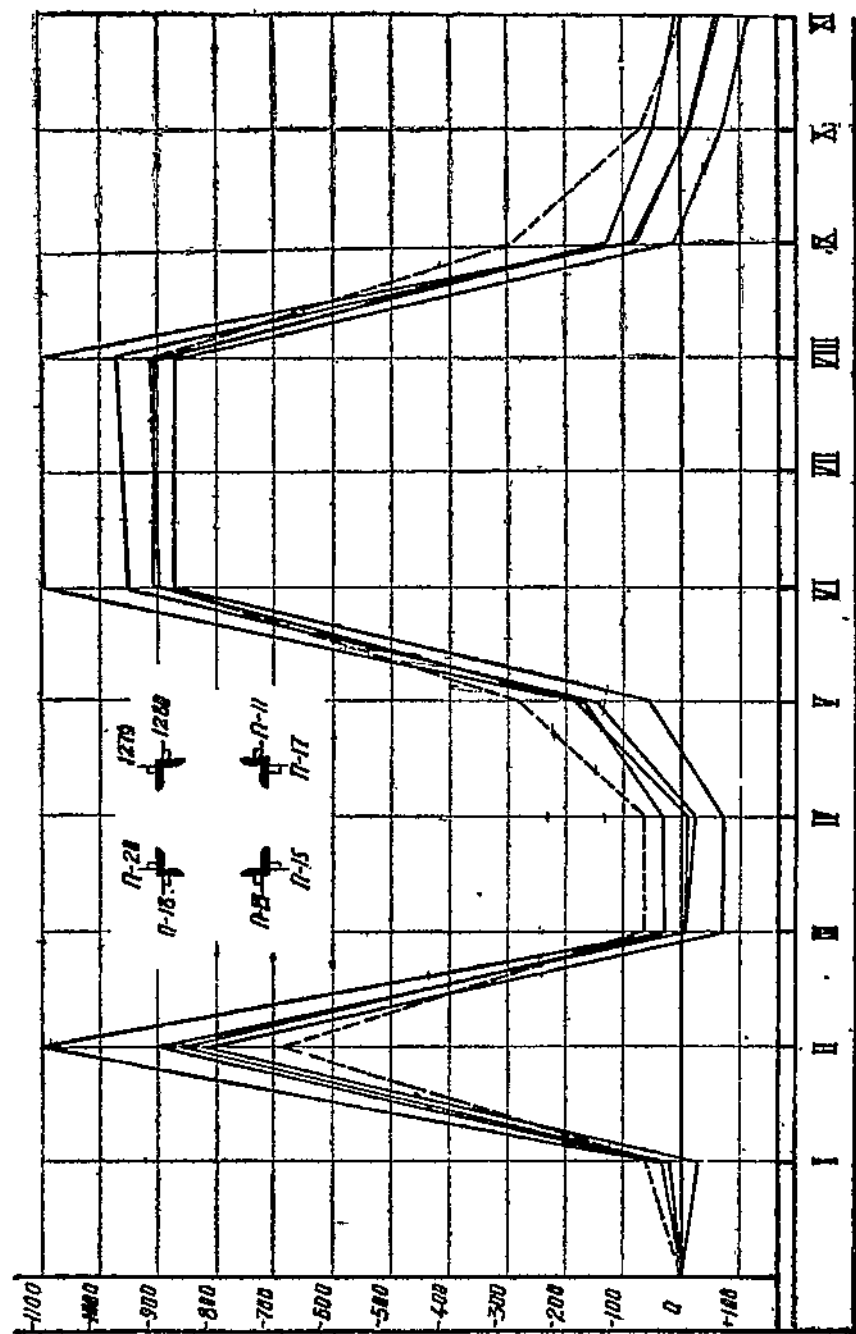


График 4.



График, 2. Примечание: 1. Допуск напряж. для сжат. ноги по расчёту $\sigma_{\text{рас}} = 2200 \times 0,453 = 997 \text{ кг/см}^2$. 2. Критическое напряжение из опыта $\sigma_{\text{крит}} = \frac{25920}{19,20} = 1350 \text{ кг/см}^2$.

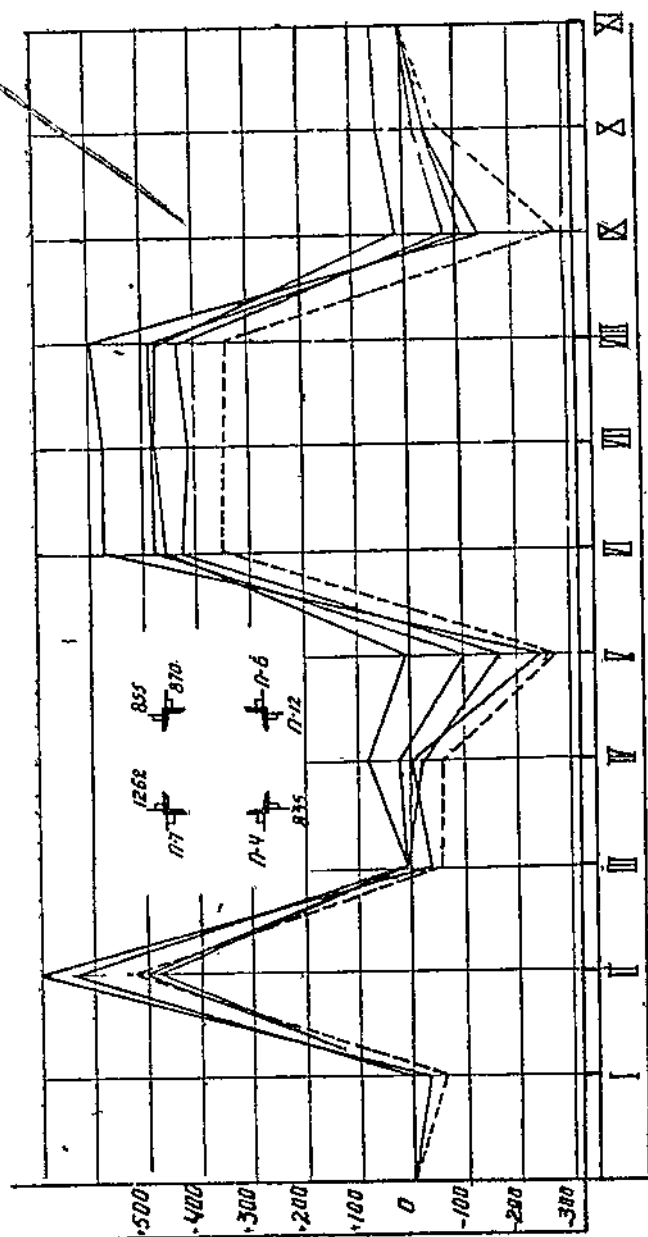


График 3.

Название элементов	Напряжения в кг/см ²				
	Местные от дей- ствия ветра	Средние показа- ния при- боров	Наиболь- шие по- казания приборов	Суммарные	
				Средние	Макси- мальные
Середина сжатой ноги № 2	-280	-959	-1100	-1239	-1380
Низ сжатой ноги № 2	—	-800	-890	-800	-890
Низ растянутой ноги № 1	—	+600	+700	+600	+700

Если от средних показаний тензометров перейти к осевым усилиям, то будем иметь:

в сжатом сечении стойки $N = -18,4 \text{ т}$

в растянутом сечении стойки $N = +11,6 \text{ т}$

Примечание: В указанные величины не вошло влияние собственного веса конструкции, что дает в каждой ноге сжимающие напряжения порядка

$$\pi = \frac{1020 \text{ кг}}{18,7 \text{ см}^2} = -54,5 \text{ кг/см}^2 \text{ (для сечения brutto).}$$

По высоте стойки в ее середине имеется монтажный стык с односторонней накладкой на болтах диаметром 1,2 см. Конструкция стыка показана на рис. 15. Данные обстоятельства повышают замеренные напряжения в растянутой стойке на 18% (см. ниже стр. 74 пункт d).

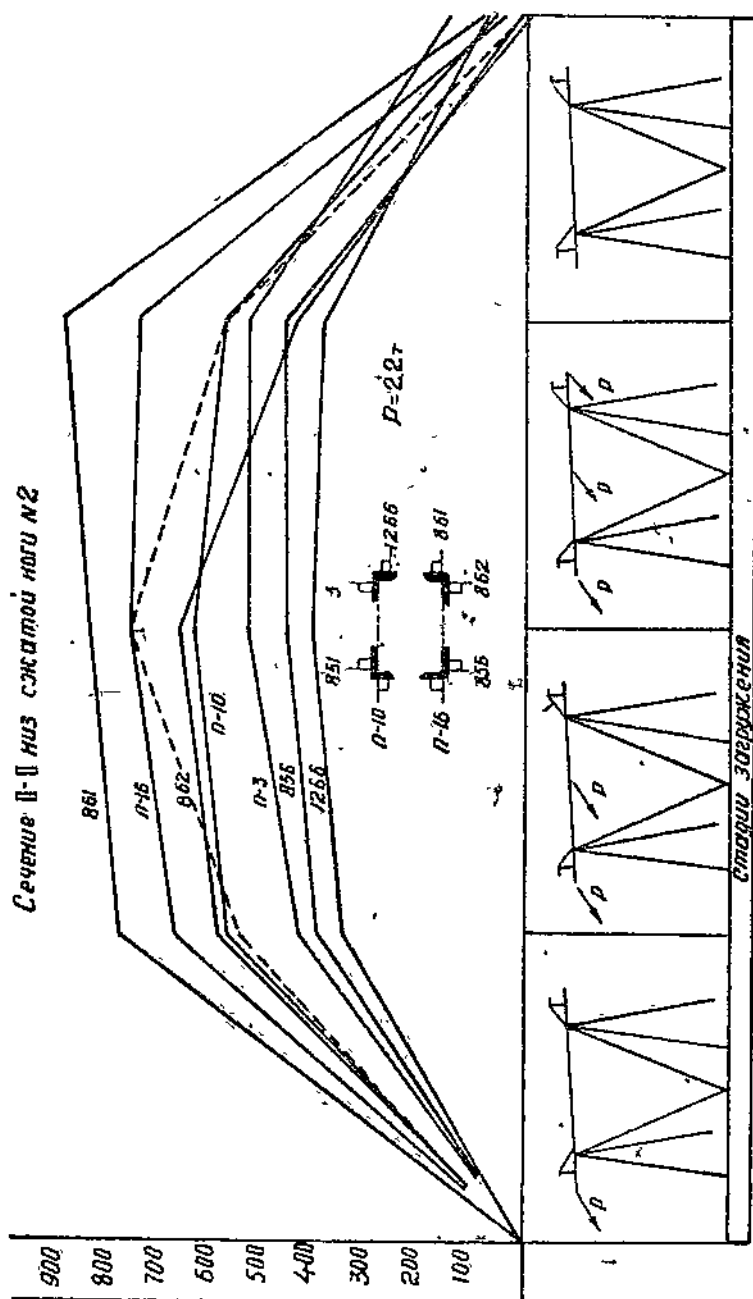
Испытание мачты как анкера нами проведено на случай возможного частичного закрепления на ней во время монтажа 3-х проводов (как случайно возникший конечный участок монтажа). Общее распределение напряжений по сжатому сечению у опоры стойки № 2 приведено на прилагаемом графике 4.

Общим замечанием по данному испытанию является следующее:

а) Обе схем (B и D) на вершину мачты передают одну и ту же силу, а потому (в условиях неподвижности верхних узлов мачты) напряженное состояние в обеих ногах должно быть одинаково ($S_B = 2,2 \times 1,43 = 3,15 \text{ т}$, $S_D = 1/2 \cdot 2,2 \times 3 = 3,3 \text{ т}$).

в) в связи с несимметричным перемещением опор в пространстве напряженное состояние мачты по схеме B осложнено наложением ряда дополнительных явлений.

с) при проведении этих испытаний нам особенно отчетливо удалось проследить за характером вырывания из земли анкерной опоры. Рост силы и рост деформаций показан на рис. 30. Вырывание опоры привело к образованию трещин на поверхности грунта по рис. 31. Приблизительные замеры показали, что верхнее основание земляного



५ मधुपर्क

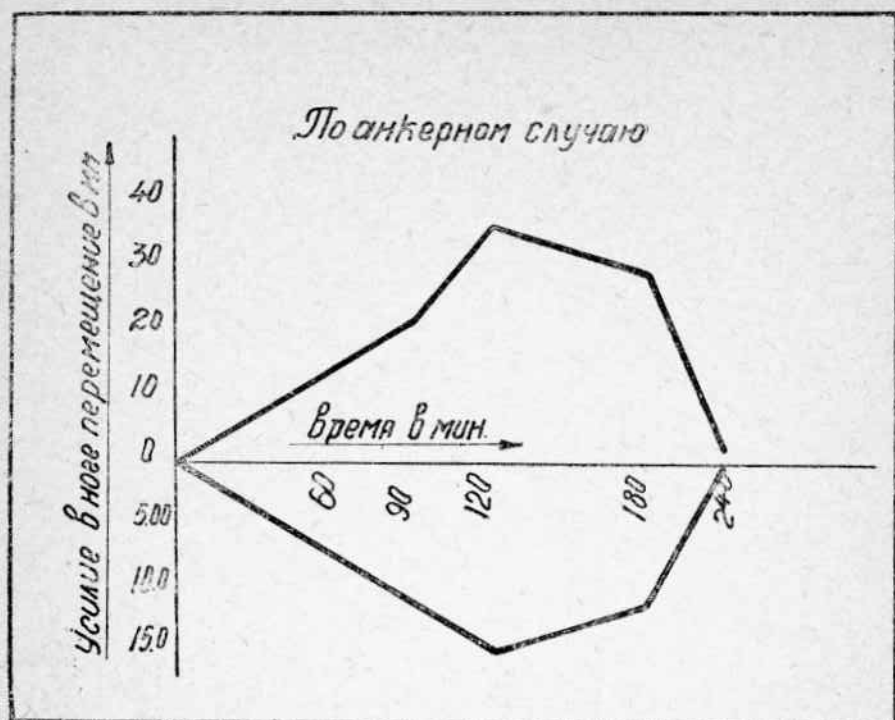


Рис. 30.



Рис. 31.

клина, поднимаемого опорой, равно $2,5 \times 2,0$ м, то-есть вес этой усеченной пирамиды (при $\gamma = 1,6 \text{ т в м}^3$) равен 12 т. Исходя из наблюдаемого характера деформаций грунта, мы склонны считать, что выдерживающее усилие 12—15 т (см. рис. 32) является предельным для данной конструкции подножника. На приведенном рисунке особенно отчетливо видно, что рост отрицательной осадки опоры (ее вырывание) сначала совершался прямолинейно до величины силы $N = 12 \text{ т}$,

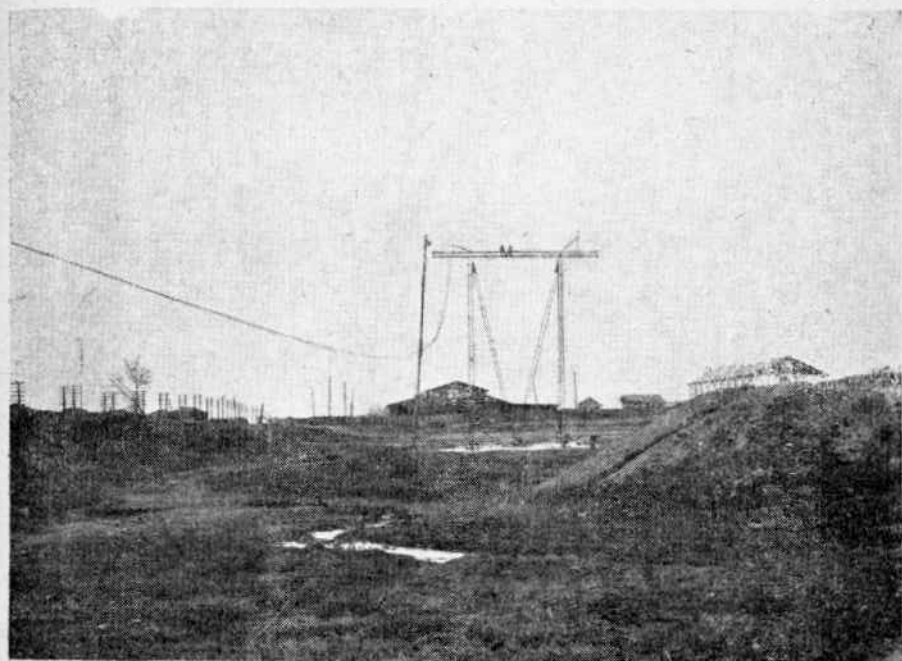


Рис. 32. Вид мачты после поломки рога от усилия, приложенного вдоль линии

каковая является местом резкого излома на графике перемещения ноги. Эта же картина повторилась и при разгрузке мачты. Поскольку при выдерживающей силе $N = 15 \text{ т}$ еще не произошло вырывание анкерной опоры, мы и решили принять эту величину, сообразуясь с графиком перемещений, за предельную нагрузку на башмак данной конструкции.

Испытание мачты на 5-й случай аварийного режима нам не удалось довести до величин расчетного нагружения ввиду раннего разрушения рога при 50—60% расчетной нагрузки. (рис. 32), что и принудило прекратить испытания по данной схеме.

Поломка рога произошла в результате среза болтов (рис. 33), которыми конструкция рога прикреплялась к траверсе.

ОБРАБОТКА ДАННЫХ ИСПЫТАНИЙ ПО СХЕМАМ РАСЧЕТНОГО ЗАГРУЖЕНИЯ

Ниже нами приводится сводная таблица замеренных напряжений во всех случаях расчетного нагружения мачты (см. таблицу 14).

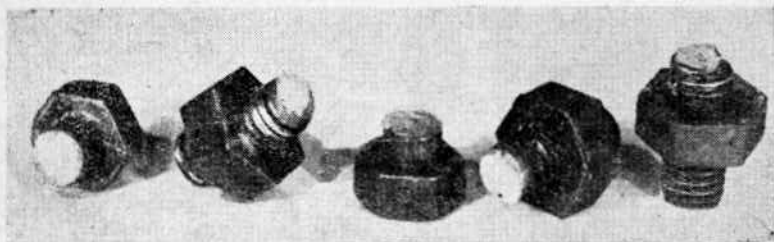


Рис. 33. Болты для прикрепления рога к траверсе были срезаны при 0,5—0,6 расчетной нагрузки.

Так как испытания мачты проводились в естественных условиях нахождения подколонников на мягком грунте (глина), то в вопросах оценки гибкости всего сооружения надлежит учесть ту долю деформаций, которая создается за счет перемещений и поворотов подошвы фундаментов. Вертикальные перемещения подколонников, замеренные с помощью глубинных реперов, приведены в таблице 15.

На основании данных таблицы 15 были определены смещения верха мачты по причинам только осадок грунта, а затем были найдены смещения, обусловленные гибкостью ног самой мачты. В результате такой обработки явилась возможность построить в искаженном масштабе упругую деформацию мачты (рис. 34). Из указанной таблицы видно, что в стадии расчетного нагружения осадка башмака под сжатой опорой достигала 10—12 мм, в то время как растянутая нога приподнимала свой подколонник на 60 мм из грунта. Такого же порядка «вылезание» опоры мы замерили и при испытании мачты как анкера. Если обратиться к рассмотрению рис. 34, то можно констатировать, что деформации мачты вполне увязываются с силовыми воздействиями и конструктивными особенностями сооружения. Ниже в таблице 16 приводятся указания горизонтальных смещений отдельных точек сооружений в конце загрузки по схеме 4-го аварийного случая. Применительно к разным случаям нагружения нами составлена таблица 17 полных наибольших смещений отдельных точек сооружения в зависимости от величины силовых воздействий.

Схемы	Стадии	Нога № 4 сечение I—I (мм)							Нога № 2 сечение II—II (мм)			
		4262	855	II—6	II—12	835	II—4	II—7	810	II—40	II—3	4266
В	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	I	0	0	0	0	0	0	0	—238	—40,4	0	—4,9
	II	460	200	481	505	483	348	642	700	—664	—561	—377
	III	24,8	0	40,5	40,3	49,2	0	41,0	—41	—20,7	—73,2	—42,2
	IV	12,4	0	80,0	20,6	9,7	0	—22,4	0	—20,7	—73,2	—42,2
	V	—74,5	0	6,3	—103	—38,6	4,4	—177	246	—166	—73,2	—43
	VI	248	378	457	428	386	228	476	575	—830	—610	—450
	VII	248	360	478	412	367	228	476	575	—830	—610	—450
	VIII	348	302	478	434	386	239	486	595	—830	—610	—486
	IX	—27,2	0	46,5	—72	—29	40,8	—111	—144	—104	—122	—61
	X	—24,8	0	48,4	—22,7	0	40,8	—44,2	—44	—20,7	—73,2	—36,5
XI	—12,4	0	58,7	—10,3	0	40,8	—22,1	0	—20,7	—61,0	—42,2	
А	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	I	2,5	0	6,3	—10,3	49,3	0	—22,4	—44	—52	—12,2	—2,4
	II	—57	0	—48	—113	—38,6	0	—144	—164	—125	—24,4	—39
	IV	481	0	—151	—330	48,4	—304	51	—615	20,7	—26,4	73
С	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	I	385	236	357	392	406	371	265	626	—580	—440	—365
	II	481	236	441	515	425	457	354	710	—642	—537	—414
	III	410	—284	336	433	328	370	265	626	—580	—527	—390
	IV	12,4	0	—63	0	—19,3	43,5	0	51,3	—62	—147	—72

Схемы	Стации	Нога № 2 сечение II—II (низ)			Нога № 3 сечение III—III (середина)							
		862	856	864	II—46	II—44	4279	II—47	II—45	II—43	II—38	II—20
В	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	I	-27,9	0	-46,5	-20,3	-20,5	-22,3	40	-49,5	34,5	27	-21,9
	II	-764	-604	-685	-854	-451	-603	-456	-850	-310	-1100	-887
	III	405	-408	416	0	0	44,6	40	-29	73,5	42,3	41
	IV	56	-99	407	-20,3	0	44,6	72,5	-29	73,5	12,3	21,9
	V	-27,9	-243	8,3	-453	-82	-434	-31,0	-166	-52,5	-473	-143
	VI	-764	-730	-685	-895	-554	-715	-487	-308	-872	-1100	-954
	VII	-764	-730	-685	-895	Запись	не про	изводи	ласть	-872	-1100	-975
	VIII	-800	-784	-653	-925	-534	-745	-487	-308	-10,5	86	-77
	IX	-18,6	-207	24,8	-444	-41	-142	31	-427	73,5	42,3	11
	X	56	54	91	-40,6	-20,5	-44,6	52	-49	416	61,5	55
XI	83	-99	424	193	0	0	73	-40				
А	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	I	-33,5	-27	5,0	-40,2	-40,2	-33,5	-40	-49,5	42	49,2	-21,9
	II	-408	-419	-74	-92	-31	-445	-104	-100	-84	-423	-154
	IV	97	-108	74	20,3	-93	—	0	-117	105	24,6	-42,8
С	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	I	-595	-405	-792	-681	-350	—	-332	-750	-756	-1060	-636
	II	-670	-468	-850	-772	-454	—	-456	-868	-862	-1158	-724
	III	-446	-463	-300	-752	-434	—	-446	-750	-756	-960	-637
	IV	0	36	-82,5	-40,6	41	—	-20	-302	42	497	21,9

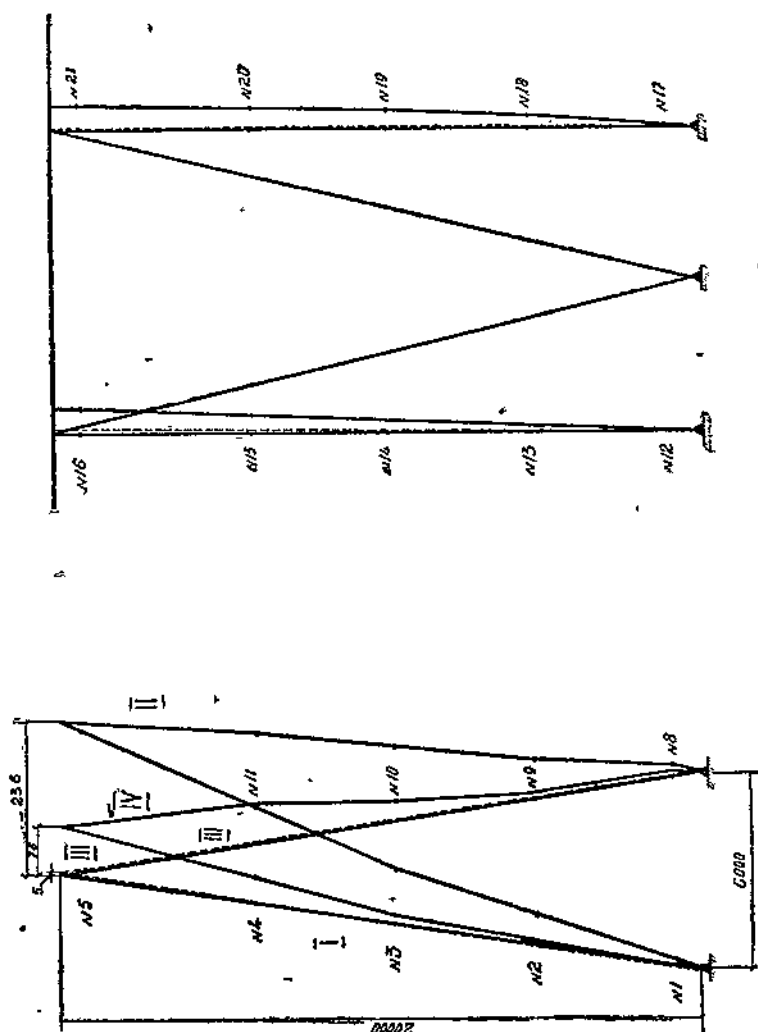


Рис. 34.

- I — положение мачты до нагружения;
 II — деформированное положение мачты после приложения нагрузки (упругая деформация мачты + смещение ее оси за счет осадки грунта);
 III — положение мачты после разгрузки;
 IV — теоретическая упругая ось мачты (только упругие деформации самой мачты).

Схема	Стадия	Подножник ноги № 1										Подножник ноги № 2										Подножник подкосов									
		№ №										№ №										№ №									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
В	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	I	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	II	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	III	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	IV	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	V	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	VI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	VII	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	XI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
А	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	I	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	II	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	IV	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
С	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	I	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	II	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	IV	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Примечание: 1. При этих стадиях подножник интенсивно пошел вверх и вывел из работы приборы вследствие получения рыжка, превышающего ход прибора. Обратный ход был замерен в размере 46, 27, 45 и 51 мм.

2. Деформации, связанные с осадкой подножника, показаны со знаком минус; поднятие подножника обозначено знаком плюс.

Таблица 16

Рабочая схема загру- жения	Стадия	Узел мачты		Середина ноги № 1		Середина ноги № 2	
		Суммар- ное сме- щение	Упругая дефор- мация	Суммар- ное сме- щение	Упругая дефор- мация	Суммар- ное сме- щение	Упругая дефор- мация
		в миллиметрах					
В	VIII	492	401	80	35,5	404	59,5
Д	III	221	70	81	40	111	40

Таблица 17

Силовые факторы	Конец рога (мм)	Конец траверсы (мм)	Верхний узел мачты (мм)	Примечание
Усилие 2,2 т вдоль линии, приложенное на конце траверсы	401	554	278	Стадия II расчетного случая 4.*)
	237	286	169	Стадия I на анкер
Усилие 2,2 т вдоль линии, приложенное одновременно в 2-х точках подвеса про- водов	203	366	241	Стадия II испытания на анкер
Усилие 2,2 т вдоль линии, приложенное в 3-х точках	262	316	221	Стадия III испытания на анкер

*) Опыт сопровождается большими деформациями рыхлого грунта под анкерной опорой.

Силовые факторы	Конеч рога (мм)	Конеч траверсы (мм)	Верхний узел мачты (мм)	Примечание
Усилие 1,4 т вдоль линии, приложенное к рогу	Ввиду облома рога от- счеты не фиксированы			Рог сломался
Усилие 5,0 т вдоль линии, приложенное в конце траверсы	Рога не было	1100	567	Траверса согнулась стадия VI при испы- тании на разруше- ние

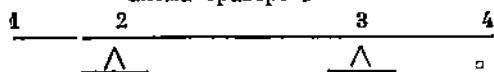
Указанные отклонения и должны явиться первой амплитудой затухающих колебаний, если бы мгновенно освободить мачту от действия натянутого провода. Но эти явления должны относиться к случаю колебательного процесса при отсутствии поддержания со стороны оставшихся проводов, тогда как в действительности амплитуда колебаний будет меньше величин, приведенных в таблице 17.

Во время испытания мачты по схемам расчетных нагрузок мы подвергли детальному исследованию вертикальные деформации траверсы от действия полных расчетных величин вертикальных нагрузок. Результаты наших замеров приведены в таблице 18.

Таблица 18

№№ п/п.	Загружение	1	2	3	4
1	Вер. нагр. 4 случай	-16,7	-0,2	+1,0	-0,3
2	Вер. нагр. 5 случай	-19,2	-0,1	+1,6	-0,2

Схема траверсы.



ИСПЫТАНИЕ МАЧТЫ НА ДИНАМИЧЕСКУЮ НАГРУЗКУ

При испытании мачты на динамическую нагрузку нам пришлось разрешить следующие три вопроса:

1. Создать обстановку опыта, отвечающую натуре, т. е. обрыв крайнего провода провести при наличии влияния прочих проходящих проводов.

2. Найти способ быстрого выключения провода.

3. Разработать приспособление для записи затухающих колебаний вершины мачты.

Самым близким к действительности был бы опыт, проделанный с обрывом провода над мачтой в том случае, если бы все провода были повешены на гирляндах. При испытании нами были созданы условия относительно близкие к действительной службе мачты, путем привязки в траверсе 6-ти концов канатов. С одной стороны три каната были через динамометры закреплены (с тяговым усилием $P = 2,2 \text{ т}$) на лебедках; с другой стороны такие же три каната перебрасывались через блоки А-образных мачт и на концах были загружены люльками с грузом по $2,2 \text{ т}$ на каждой. Вся установка данного опыта показана на рис. 35. Таким образом при колебательном процессе в нашем опыте должно иметь место поддерживающее влияние оставшихся проводов.

В отношении выбора способа быстрого включения проводов было предложено несколько вариантов:

- а) перерезывание троса произвести путем взрыва,
- б) перерезывание троса осуществить с помощью автогена,
- в) выключение троса запроектировать посредством механического расщепления.

Окончательно было решено остановиться на этом последнем способе. Практически это было осуществлено так: на оттяжке крайней А-образной мачты производилось мгновенное расщепление троса, отчего эта мачта мгновенно падала. С той стороны, в которую пада-

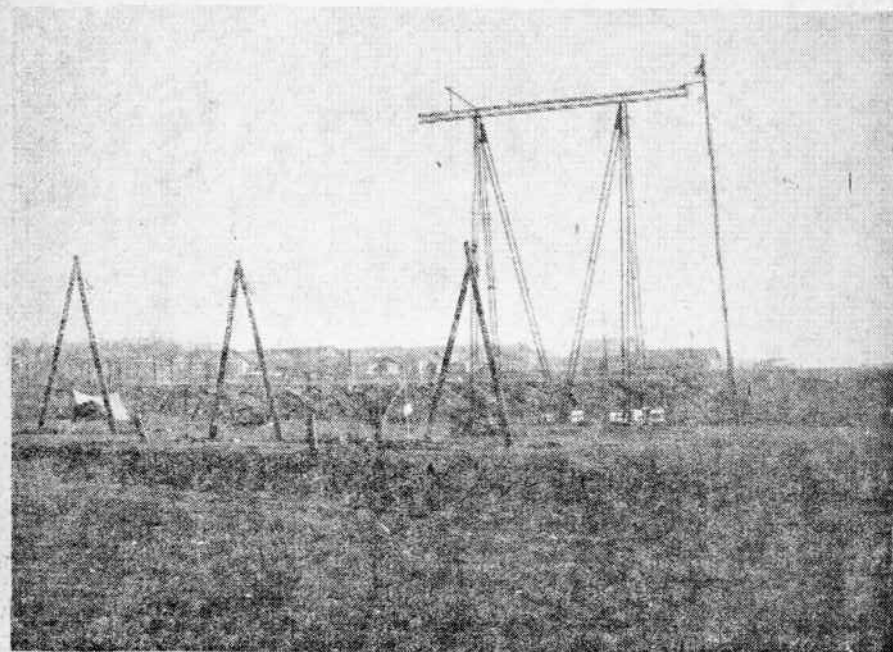


Рис. 35. Стадия динамических испытаний на обрыв крайнего провода: а—канаты к лебедкам, б—канаты к люлькам, в—люлька с грузом.

ла эта вспомогательная мачта, земля была подрыта, что обеспечивало достаточное наклонение ее после отстегивания оттяжки. Таким образом, при падении «А-шки» люлька опускалась на землю и весь этот канат мгновенно выключался из работы, а потому равновесное условие в крайней точке траверсы нарушалось. Второй канат, закрепленный на лебедке, после нарушения равновесия в эту точку траверсы передавал усилия, мгновенно возрастающие от 0 до 2,2 т, что и создавало требующийся динамический эффект.

Последний вопрос касался способов осуществления записи затухающих колебаний. Большие амплитуды не давали возможности применить обычные самопишущие приборы, что и заставило искать других способов регистрации колебаний. Первоначально предполагалось запись колебаний верха мачты провести с помощью киноаппаратуры, для чего к мачте предположено было прицепить рейку, которая совершила бы колебания вместе с мачтой. Против этой рейки подлежало устроить неподвижный указатель, разместив его на деревянной вспомогательной мачте. Однако отсутствие в Свердловске технической киноустановки не дало возможности провести эту съемку, а потому в окончательном результате пришлось обратиться к самодельному самописцу, описанному выше на стр. 40.

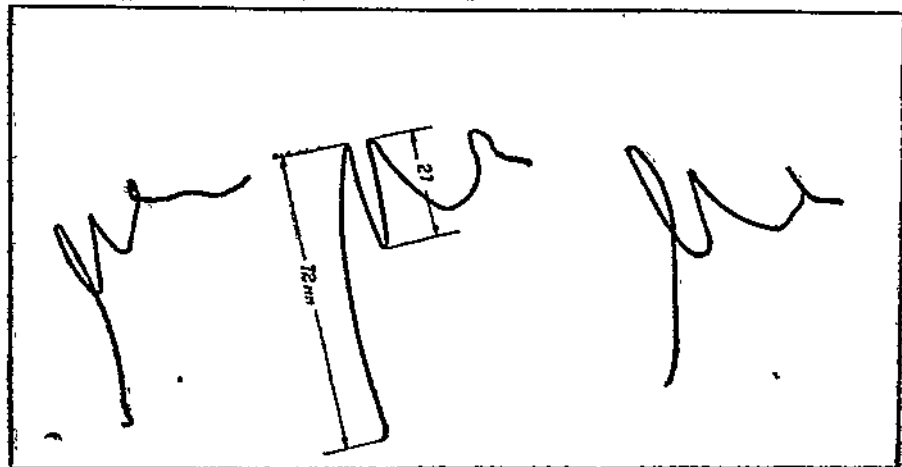
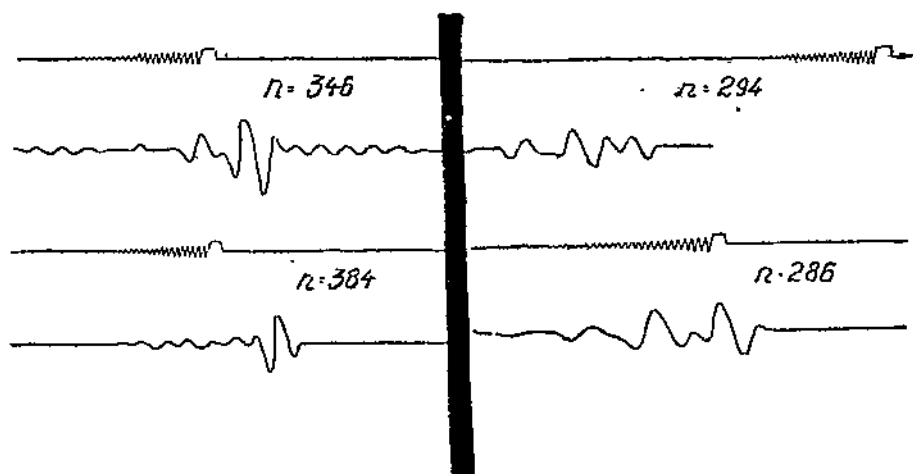


Рис. 36. Виброграмма затухающих колебаний вызванных обрывом крайнего провода при наличии поддерживающего участка прочих проходных проводов.

На рисунке 36 показана запись собственных колебаний мачты момент обрыва провода. Максимальная амплитуда колебаний по этой записи получена в размере 7,2 см. Сам закон возникающих колебаний весьма сложен, т. к. колебания зависят от упругих свойств сооружений и грунта; повидому, частоты собственных колебаний несколько изменяются с величиною амплитуды (тип нелинейного колебания). Помимо данных записей мы произвели исследования собственных колебаний и декремента затухания на основании обработки виброграммы собственных колебаний, снятых при малой амплитуде с по-

Рис. 37. Виброграммы собственных колебаний мачты при наличии 6 проводов.
Виброграммы собственных колебаний мачты при 5 проводах.



Продольные колебания

Поперечные колебания

мощью прибора Гейгера (рис. 37)*. Эта обработка установила следующее:

частота вдоль линии равна 350—380 кол. в минуту
частота поперек линии равна 280 - 300 кол. в минуту
декремент затухания равен $\Delta = \ln 0,2$

При больших же амплитудах колебаний декремент затухания равен $\Delta = \ln 0,375$

СТАТИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ ПО СХЕМЕ РАЗРУШЕНИЯ

При достижении 1,7 — 1,8 от расчетной нагрузки по схеме 4-го случая произошло искривление траверсы от возникновения потери устойчивости сжатого пояса с одновременным появлением (повидимому) текучести металла в растянутом поясе (рис. 38 и 39). После поломки траверсы пришлось отказаться от дальнейшего увеличения вертикальной нагрузки и разрушение мачты было произведено путем приложения только горизонтальных сил к вершине самой мачты. Испытания до разрушения были повторены дважды, при чем в первом туре испытаний была разрушена нога № 2 и во втором туре — нога № 4. Учитывая наблюдаемое ранее вырывание из грунта анкерной опоры, мы приняли дополнительные меры к повышению устойчивости сооружений, путем дополнительного загрузки фундамента растянутой ноги в размере 6 т. Такая дополнительная загрузка обеспечила возможность довести выдергивающую силу до 25 т.

* Прибор для записи колебаний размещался на траверсе над верхним углом мачты.

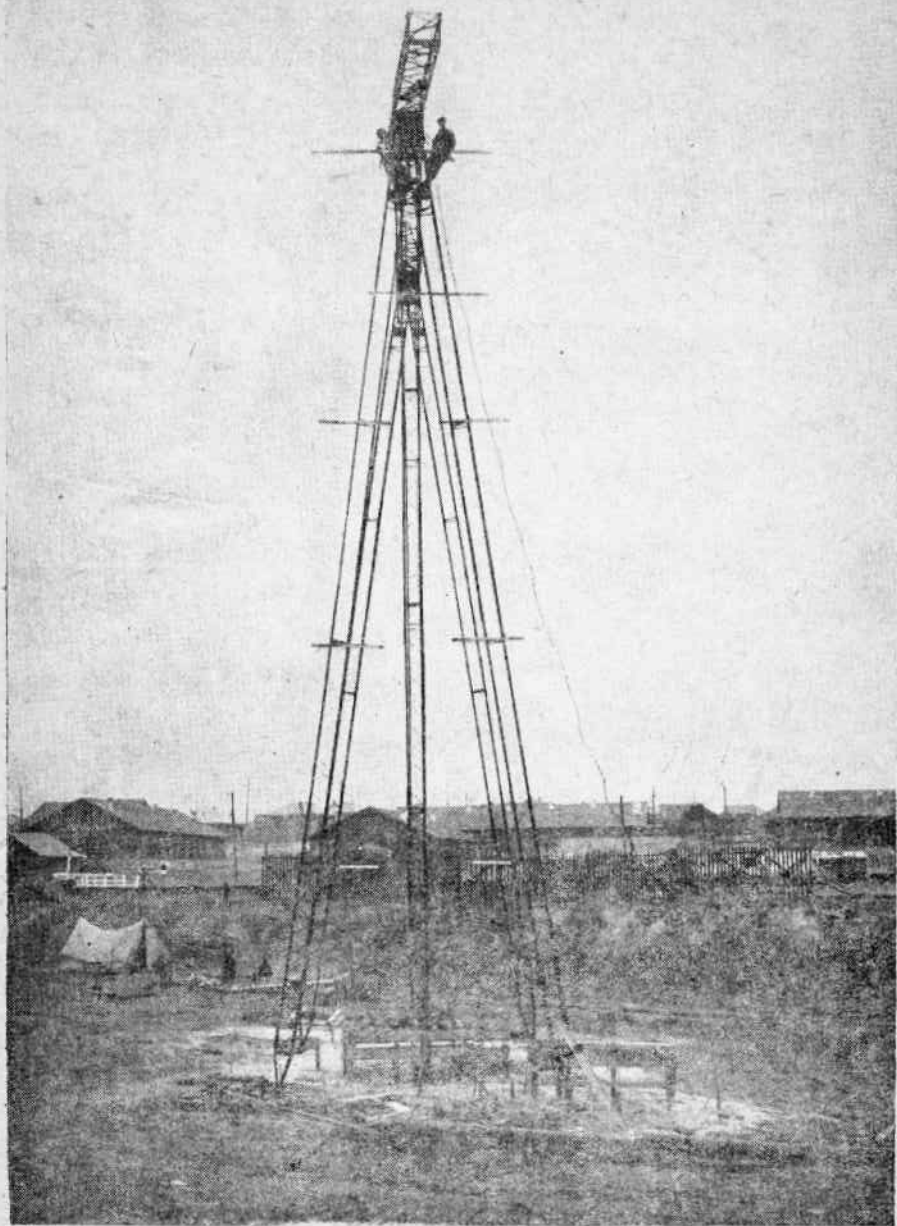


Рис. 38. Боковой вид М-образной мачты (снято после погнутия траверсы).

Разрушение ноги № 2 произошло (рис. 40—41) в момент получения на горизонтальном канате тягового усилия $S = 7500$ кг. Согласно рис. 42 от данной внешней нагрузки в нижней части ноги возникло усилие 25,92 т, а с учетом собственного веса разрушающая нагрузка в ноге достигла 26,94 т. Распределение напряжений в материале конструкций показано в табл. 19.

Разрушение мачты во втором туре испытаний произошло от обрыва анкерного болта в ноге № 4, в момент возникновения в канате тягового усилия равного 4,55 т. Это усилие отвечает растяжению анкера силою 15,7 т. В результате обрыва этого анкерного болта траверса и половина мачты были сброшены на землю. Оставшаяся часть мачты (ноги № 1, 2 и 5) удержалась в деформированном положении, показанном на рис. 43. Разрушение анкерной опоры № 4 привело к дополнительному искривлению опоры № 2 по рис. 44.

После окончания испытаний нами дополнительно была произведена проверка ноги мачты для определения критической разрушающей силы по методу проф. Кайзера (изложение этого метода дано в книге К. И. Безухова «Испытание инженерных конструкций» стр. 136). Сущность метода заключается в том, что определение критической силы ведут по формуле

$$P_{\text{крит.}} = \left(0,2 P \frac{l}{f} \right),$$

где P — опытная нагрузка, приложенная к исследуемому элементу, рассматривая его как 2-х опорную балку пролетом l .

l — длина сжатого элемента, а в нашем опыте величина пролета изгибаемой балки.

f — стрела поперечного прогиба данной конструкции, рассматриваемой как балка на 2-х опорах, пролетом l и нагруженной силой P .

Для проведения опыта был взят сохранившийся от падения элемент положен на опоры пролетом 16,5 м и подвергнут загрузке силой P . В результате такого нагружения были получены значения прогибов, показанные в таблице 20.

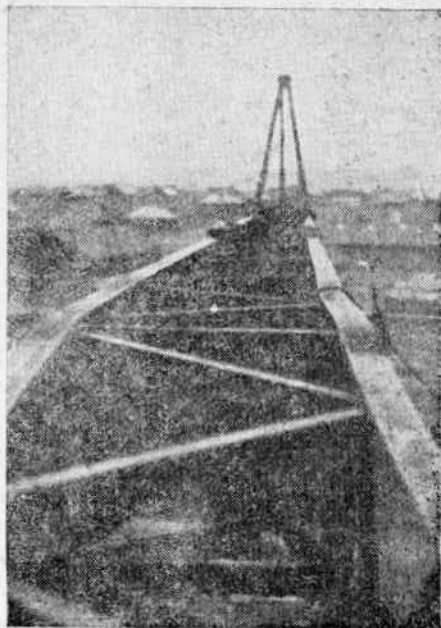


Рис. 39.

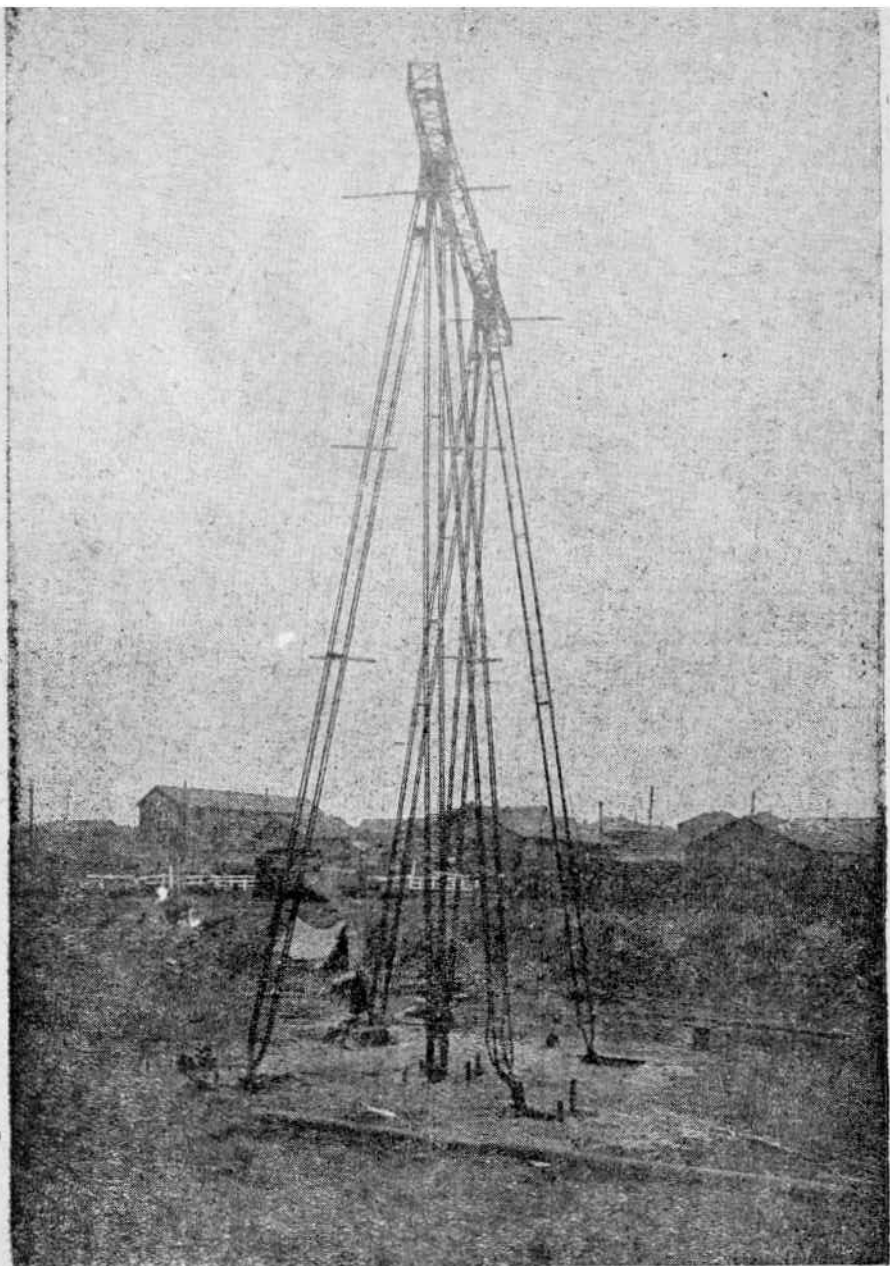


Рис. 40. Общий вид мачты после первого тура испытаний до разрушения стойки № 1: при 50—60% расчетн. нагрузки сломан рог; при 1.8 расчетн. нагрузки согнута траверса; при усилии в ноге $N=26,9\text{ т}$ произошло разрушение стойки.

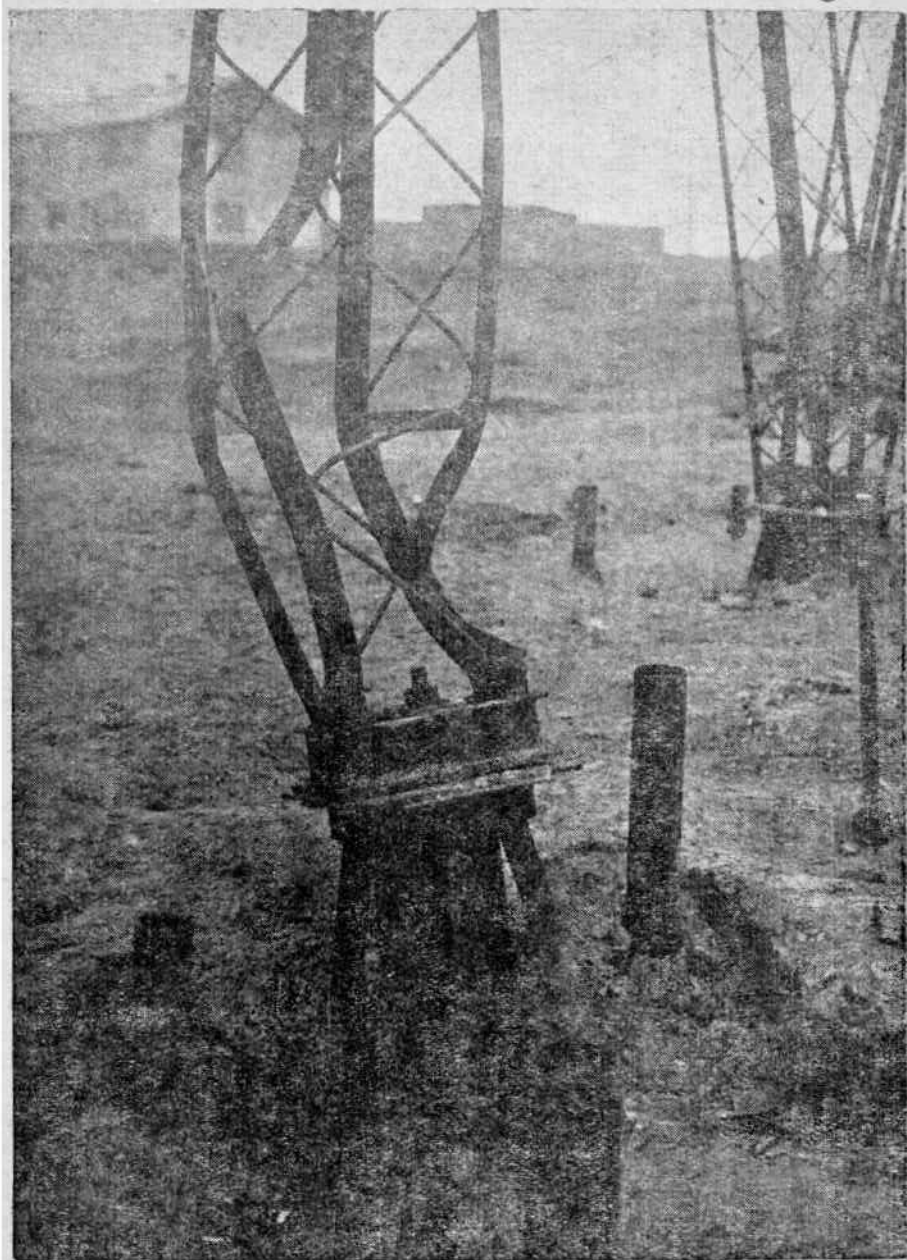


Рис. 44. Потеря устойчивости сжатой ногой № I при сжимающем усилии $N 26,9 \text{ т}$.
Рисунок иллюстрирует конструкцию опоры и подножника.

Схема	Ста- дия	1-я нога (низ)		2-я нога (низ)		2-я нога (средина)				Трансера опора							
		П-12	П-3	П-23	П-6	П-16	П-43	862	П-44	П-45	П-48	4279	4266	П-47	П-4	П-8	
П	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	I	—206	—447	—154	—52,6	—442	—121	—93	—34	—137	—75,6	—86	—151	—23,4	476	441	49,9
	II	619	445	—574	515	—955	—1072	—1400	—880	—927	—667	—1500	—1338	—500	4560	4290	916
	III	597	427	537	473	—985	—1092	—4438	—796	—927	—677	—1538	—1540	—304	2120	1942	656
	IV	587	488	483	441	—955	—1092	—4438	—796	—936	—703	—1526	—1606	З а п и с и			
	V	804	500	724	630	—1458	—1600	—1620	—796	—1316	—920	—1896	—1740	не производились			
	VI	680	467	593	515	—2030	—2185	—1660	—835	Записи не производились							
	VII	—41	—422	—66	—52,6	—1056	—1450	—585	—784	—1441	—421	—556	—1895	—	—	—	

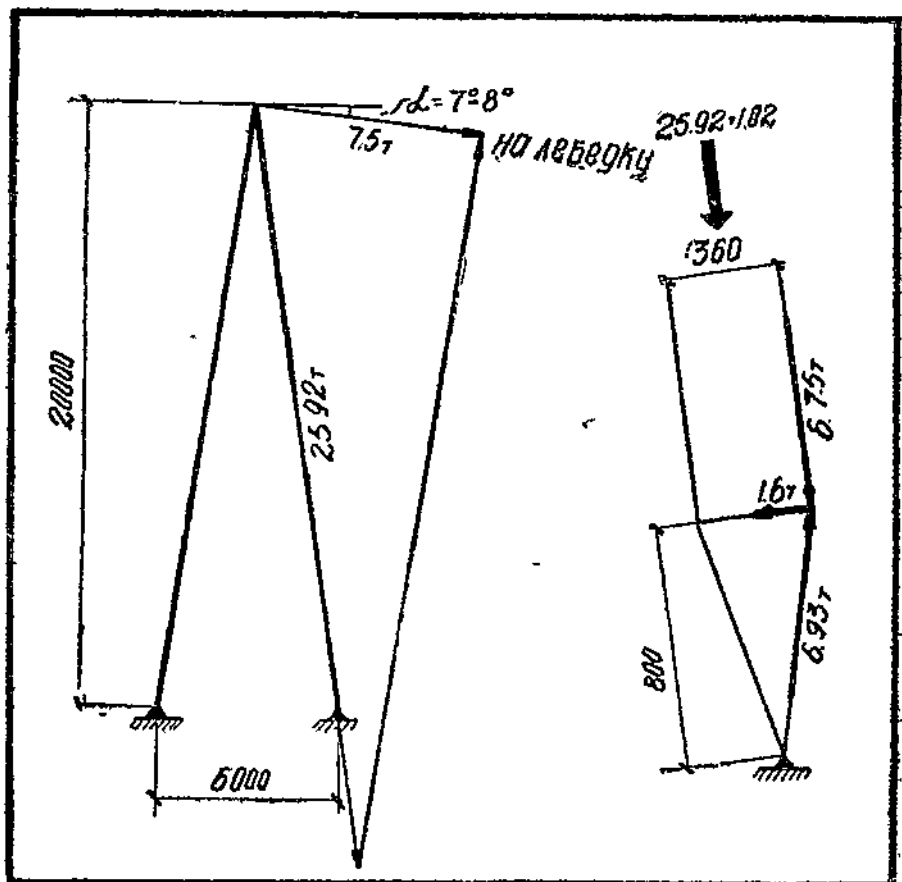


Рис. 42.

Таблица 29

Сила P , приложенная к середине элемента	Величина прогиба для пролета 16,5 м (f)	Величина прогиба для пролета 20,3 м (f_0)
250 кг	1,37 см	2,56 см
500 кг	2,6 см	4,86 см
1000 кг	5,38 см	10,03 см

Так как фактически расстояние между шарнирами сжатого элемента равно 20,3 м, то полученные прогибы должны быть пересчитаны для данного пролета, путем умножения их на постоянный коэффициент

$$\frac{1}{K} = \frac{16,5^3}{20,3^3} = 0,535$$

Отсюда определение величины критической силы разрушающей сжа-

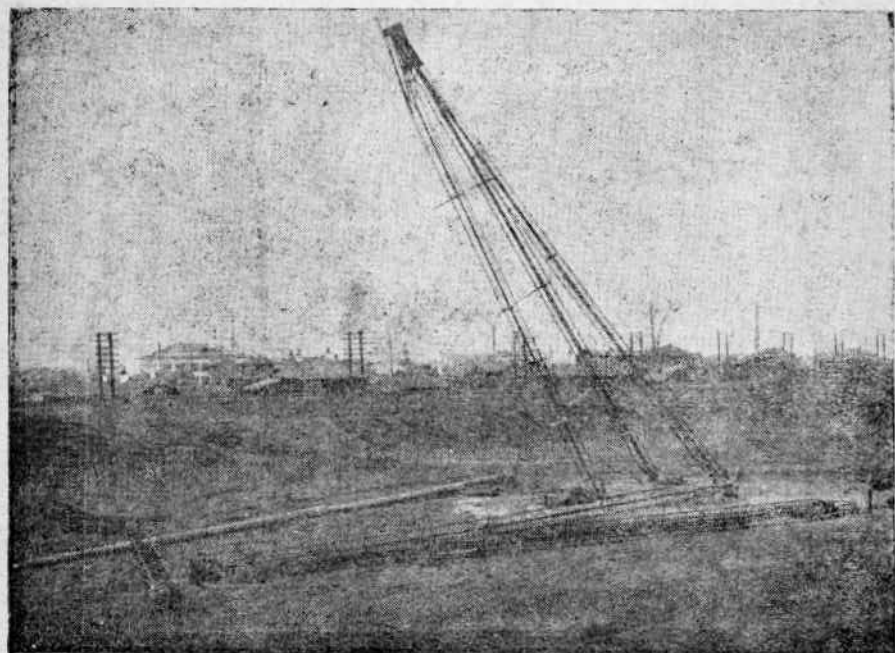


Рис. 43. Вид мачты (элементы № 1 № 2 и № 5) после второго тура испытаний до разрушения. На земле лежит часть мачты, упавшей вследствие разрыва анкера на стойке № 4.

тый элемент от продольного изгиба, исходя из приведенной выше формулы, выражается величиною

$$P_{\text{крит.}} = 32,2 - 34,0 \text{ т}$$

Таким образом, полученные результаты можно собрать в следующей сводной таблице, в которой приводятся величины критических напряжений, исчисленных по разным данным:

Из опыта по проф. Кайзеру

$$R_{\text{крит. Кайзер}} = \frac{32,2}{4 \cdot 4,8} = 1680 \text{ кг/см}^2$$

Из опыта на разрушение

$$R_{\text{крит. опыт.}} = \frac{6,75}{4,8} = 1440 \text{ кг/см}^2$$

По Эйлеру

$$R_{\text{крит. Эйл.}} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{9,86 \cdot 2,1 \cdot 10^5}{120^2} = 1730 \text{ кг/см}^2$$

Последним этапом испытаний являлась проверка показателей механической прочности металла мачты. Для этого после разрушения мачты были вырезаны образцы металла из поясов в 3-х местах:

а) 4 образца из растянутой ноги по одному отрезку длиной 60 см из каждого поясного уголка

б) 4 образца из сжатой ноги

Примечание: Образцы вырезывались [из тех мест, где были установлены приборы.

с) 4 образца из траверсы, причем образцы были отобраны из тех мест, где материал во время испытания не подвергался перенапря-

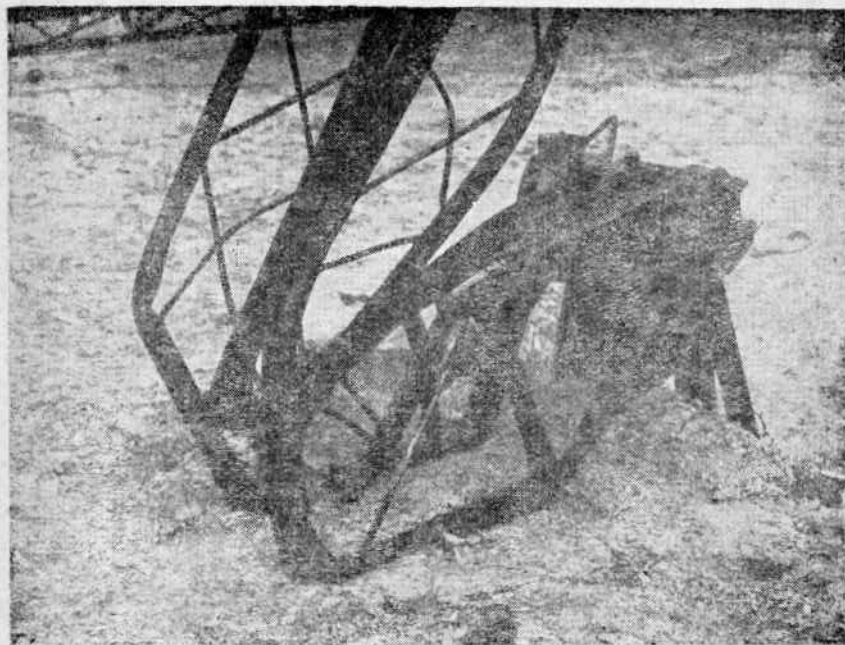


Рис. 44. После разрушения стойки № 4 нога № 1 получила показанную на данном рисунке дополни- тельную деформацию.

жениям. Результаты испытаний металла приведены в прилагаемой таблице 21.

Таблица 21

№№ образца	Откуда взята проба	%% удлине- ния	Твер- дость по Брю- нелю кг/мм ²	Времен- ное со- противл. растяже- нию в кг/см ²
1	Низ растянутой ноги	21,8	137	3966
2		21,8	156	4725
3		24	143	3681
4		28	116	3388
5	Середина сжатой ноги	24	143	4376
6		24	137	4245
7		26	143	4487
8		27	137	4080
9	Траверса	28	131	4116
10		22,8	137	4372
11	Анкерный болт	26	116	3820
12		21	116	3919

ОБЩИЕ ЗАМЕЧАНИЯ ПО ПРОЦЕССУ ИСПЫТАНИЙ

1. Проведенные испытания в основном заняли 1 месяц полевой работы в условиях теплого времени. Последнее обстоятельство позволило иметь надежные данные и по деформации грунта, чего нельзя было бы получить при производстве испытаний в холодное время.

2. Надлежит признать, что разработанная методология испытаний оказалась вполне удовлетворительной, обеспечившей дачу ответов в поставленных задачах.

3. В выполненном объеме испытания дали существенный материал для оценки гибкости и несущей способности мачты. Кроме того от

испытаний получены данные для внесения целого ряда конструктивных изменений.

4. Отмечается весьма удовлетворительный ход тепзметров Гутенберга во всех стадиях испытаний, что мы уже ранее иллюстрировали параллельностью соответствующих кривых, относящихся к показаниям приборов.

5. Отмена повторного подъема мачты несколько сократила количество исследовательского материала по данному этапу.

6. Приходится отметить, что Уралперго не в полной мере своевременно обеспечивало производство работ вспомогательными материалами (например были доставлены малонадежные лебедки, старые тросы, и недостаточное количество лесных материалов, в которых во время испытания испытывался острый недостаток). При производстве испытаний имел случай обрыва стального троса диаметром 12 мм от груза величиною в одну тонну.

7. В части необходимых указаний для случаев повторения подобных испытаний приведем следующее.

а) При подъеме мачты необходимо экспериментальным путем выделить напряжения созданные прогибом от собственного веса, дабы уточнить напряжения обусловленные осевой силой.

б) Одновременно необходимо проследить в 3-х или 4-х точках (при начальных углах подъема) за деформациями нижней ноги в результате воздействий, испытываемых этой ногою при подъеме. Измерение поперечных деформаций подлежит вести относительно свободной верхней ноги, которая опирается на подстрелину.

с) Измерение деформаций грунта под опорами рекомендуется вести помощью примененных нами глубинных реперов, с употреблением менее точных (чем индикаторы) приборов, т. е. имеющих больший ход подвижного штифта. В данном случае для опор растопутой ноги можно рекомендовать обычные рычажные прогибомеры.

д) Считалось с большой опасностью подъема наблюдателей на мачту (когда последние находятся под нагрузками, превышающими расчетные) для снятия отчетов, приходится постоянно рекомендовать в верхних частях мачты применить акустические (струнные) тепзметры. При испытании опытной мачты линии Москва — Сталиногорск ЦНИПС для этой цели соорудил отдельные независимые опоры, на которых и размещались наблюдатели. В нашем случае некоторые места мачты были недоступны такому наблюдению.

е) В случае если явится возможность повторить испытания с такой же точно мачтой, то для расширения объема исследовательского материала было бы желательно вторые испытания провести над мачтой, подколонники которой расположить на скальном грунте.

ф) В случае осуществления записи колебаний посредством обычного вибрографа (типа Гейгера или «ВВТ» — 1937 г.) надлежит рядом с металлической мачтой возвести деревянную вышку для размещения на ней вибрографа. Вибрацию мачты посредством поводка через рычаг передать стрелке прибора. Длина плеч рычага подбирается соответствующим образом, чтобы ввести запись в пределы ленты.

г) Представляет большой исследовательский интерес вопрос определения силы, вытаскивающей из земли анкерную опору. Так как этот этап испытания, выявившийся в процессе обработки материала по испытаниям, не мог быть проведен в 1937 году (по причинам начавшегося замерзания грунта), то решено все эти исследования провести весной 1938 года. Будет поставлен опыт над выдергиванием анкеров из рыхлого и слежавшегося грунтов.

XI ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Отметить, что разделение расчета и конструирования между двумя организациями привело к тому, что в рабочих чертежах ряд моментов, подчеркнутых расчетом, оказался недооценен, что и привело к снижению коэффициента запаса.

2. Осмотр состояния сварных швов после разрушения мачты показал, что в общей длине швов проваренные места составляют 15—20%. Таким образом организация, выполнявшая сварочные работы по данной мачте, оказалась технически неподготовленной для производства сварочных работ по мачте. По этой причине мы считаем невозможным поручать Производственному комбинату Уралэнерго дальнейшее производство работ по изготовлению мачт (требуется техническая реконструкция сварочного цеха завода).

3. Работа мачты в общем отвечает теоретической расчетной схеме. Испытания отметили, что в распределении усилий поперек линии существуют отклонения против теоретических предположений, а именно: наибольшая доля этого усилия передавалась на вторую вершину (ноги № 3 и № 4 были заметно подняты и раскос № 6 отчетливо отмечал сжатие по величине больше, чем растяжение в ноге № 5).

4. Замеренные напряжения в общем равны или превышали теоретические напряжения. В соответствующем месте нашей работы дано объяснение данным явлениям, причем превышения замеренных напряжений объяснены за счет искривления ног мачты (монтажное и упругое).

5. На основании испытаний выводятся следующие коэффициенты запаса конструкции, выявленные по стадиям расчетного нагружения и стадии разрушения конструкции:

а) общая устойчивость сооружения на опрокидывание достигает $K_0 = 1$ в момент, когда в растянутой ноге величина усилия, вырывающей опору, достигает $N = 15 \text{ т}$.

б) Коэффициент запаса по 5-му случаю аварийного режима для конструкции рога равен $K_1 = 0,5 - 0,6$.

в) Коэффициент запаса на изгиб траверсы по 4-му случаю аварийного режима равен $K_2 = 1,7 - 1,8$.

д) Коэффициент запаса по растянутой ноге равен

$$K_3 = \frac{2400 \text{ кг/см}^2}{780 \text{ кг/см}^2 \cdot \frac{1}{0,855}} = 2,5$$

где 2400 кг/см^2 — предел текучести металла
 780 кг/см^2 — среднее суммарное напряжение в ноге.

$\frac{1}{0,855}$ — коэффициент повышения напряжения по ослабленному сечению.

е) Коэффициент запаса по сжатой ноге.

Из опыта выяснилось, что критическое напряжение равно 1440 кг/см^2 , т. е.

$$\varphi_{опытн.} = \frac{1440 + 54,5}{2400} = 0,623$$

Отсюда становится возможным определить коэффициенты запаса сжатого элемента на основе данных таблицы 13.

$$(1) K'_{\lambda} = \frac{2400}{(54,5 + 959) \frac{1}{\varphi_{опыт.}} + 280} = 1,25$$

Здесь $54,5 \text{ кг/см}^2$ — напряжения от собств. веса
 959 кг/см^2 — напряжения от сжимающей силы, замеренные приборами (таблица 13)
 280 кг/см^2 — напряжения от местного изгиба (таблица 13).

$$(2) K''_{\lambda} = \frac{\frac{25920 + 1020}{19,20} \cdot 1,61}{\frac{16850 + 1020}{19,20} \cdot 1,61 + 280} = 1,27$$

Здесь 1020 кг — усилие в ноге от собствен. веса
 16850 кг — теоретическое расчетное усилие
 25920 кг — сила, разрушившая стойку

$$1,61 = \frac{1}{\varphi_{опыт}}$$

Указанные коэффициенты запаса выведены без учета ΔM , появляющегося в сжатой ноге, изогнутой действием сплошной нагрузки (от ветра). С учетом кривизны ноги величины указанных выше коэффициентов понижаются.

Поперечный теоретический прогиб от равномерной нагрузки 50 кг/м^2 рассматривая ногу как стойку с заделанными концами, равен $f_{теорет} = 1,54 \text{ см}$.

Принимая конструктивную поправку $K = 0,75$, будем иметь

$$f_{крат.} = 0,75 \times 1,54 = 1,16 \text{ см}$$

Откуда дополнительный момент ΔM в середине ноги

$$\Delta M = 26940 \times 1,16 = 31250 \text{ кг/см}$$

и

$$n_{дон} = \frac{31250}{334} = 93,6 \text{ кг/см}^2$$

Отсюда коэффициент запаса в сжатой ноге с учетом ее искривлен-т

$$(1') K^{III}_4 = 1,2$$

$$(2') K^{IV}_4 = 1,21.$$

За несколько секунд до обрыва анкера в опорном шарнире № 4 (когда к мачте было приложено горизонтальное усилие $S = 4 \text{ т}$) мачта была осмотрена сжатая нога № 3, середина которой получила заметное на глаз выпучивание, то есть возникли те же явления, которые наблюдались и раньше при испытании по стадиям 4-го аварийного случая. Ниже на рис. 45 мачта показаны смещения (выпучивания) середины мачты относительно прямой линии, проходящей через верхний и нижний концы элемента. Полученные результаты показывают, что элементы мачты при сжатии деформируются задолго до разрушения и требуют усилить сечение.

П р и м е ч а н и е: Первая формула построена, исходя из предельных и фактических напряжений в сжатой ноге. Вторая формула построена на отношении разрушающей силы, выявленной в опыте, к расчетной сжимающей силе в ноге.

При испытании Сталиногорской мачты ЦНИПС для определения коэффициентов запаса брал отношения горизонтальных сил, разрушивших мачту к теоретическим расчетным горизонтальным силам по рабочему состоянию.

6. В условиях приложения крайнего обрывного усилия конструкция показывает значительную деформативность, давая отклонения конца траверсы в размере 55,4 см. Повторение этого опыта в условиях оказания поддерживающего действия оставшимися проводами уменьшает величину отклонения до 7,2 см. Истинные отклонения в условиях нахождения на мачте гири даст среднюю величину из приведенных выше амплитуд.

7. Со стороны принципиальной оценки рациональности предложенной М-образной схемы среди работников, производивших испытания, возникли соображения необходимости сравнения данной схемы с И-образным вариантом, в целях выбросить один элемент.*) С этой точки зрения надлежит рекомендовать проработать И-образный вариант и сравнить его с вариантом М-образной мачты.

8. На основании результатов, указанных в пункте 4, считать, что испытанная М-образная мачта может быть допущена в эксплуатацию как промежуточная опора, при условии внесения следующих конструктивных изменений:

а) В существующем виде монтаж мачты весьма сложен, а потому рекомендовать опоры ног № 1 и № 3 (или № 2 и № 4) снабдить опорным шарниром.

б) Для уменьшения гибкости размеры элементов увеличить до 45 см х 45 см.

* В данном случае весьма затруднительным делом является посадка на подложник опоры элементов № 5 и № 6.

*Изменение формы сжатой ноги
при испытании по схеме В 4^{го} расчетного
случая и по схеме Д анкерной опоры.*

Схема В стадии VIII		Схема Д стадии III	
форма	числен. знач. мм	форма	числен. знач. мм
	+ 00		0
	+ 17.5		+ 7.5
	+ 102		+ 2.5
	+ 21		- 4.0
	+ 78		+ 5.9

Рис. 45.

е) В этих же целях, а также в целях сохранения необходимого сечения в случае возникновения коррозии металла, полые уголки элементов заменить более сильными уголками $60 \times 60 \times 6$ мм³). Одновременно гибкость ветви уменьшить или оставить в размере $\lambda_{\text{ветв.}} = 49$, путем изменения угла наклона решетки.

д) Переконструировать верхний узел мачты, где сходятся ноги (1—2 и 3—4), сделав в этом месте общую часть с монтажным стыком

*) Увеличение полки желательно и из соображений увеличения шва раскосной решетки.

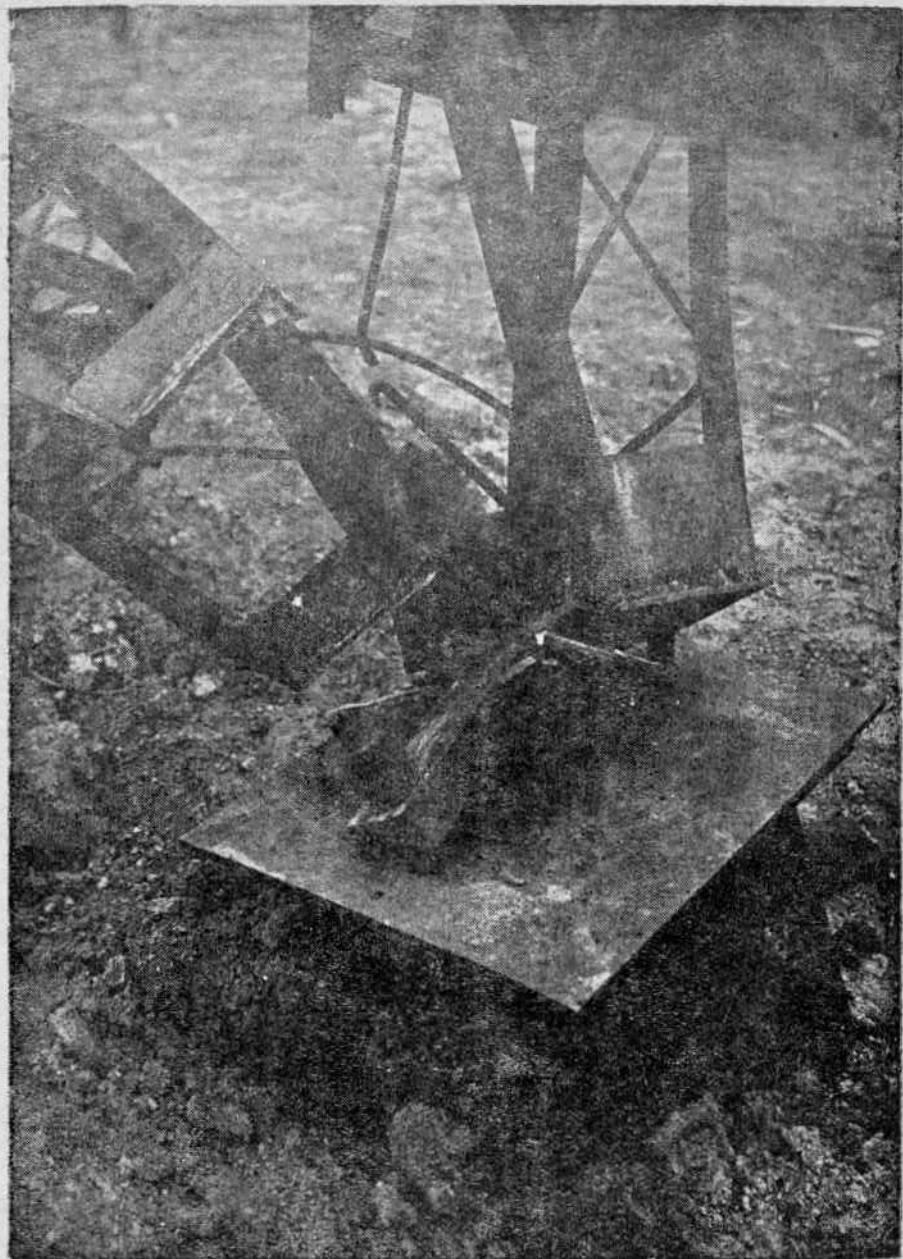


Рис 46. Разрушение средней опоры после второго тура испытаний до разрушения.

для ног. Это упростит очень сложную разметочную работу по устройству верхнего узла.

е) Изменить конструкцию нижнего узла, в котором сходятся элементы № 5 и № 6, дав необходимую жесткость в обоих направлениях (см. рис. 46), и совершенно изменить способ крепления этой опоры на подколошнике. В существующем виде крепление опоры 2-мя анкерными болтами не исключает скольжения ног по подколошнику.

г) Если в окончательном виде анкерные болты будут оставлены в том виде, в каком они были осуществлены в данном проекте, то допускаемое напряжение понизить, учитывая загиб нижнего конца анкера под нагревом. Анкер опоры № 4 разорвался при напряжениях $\sim 2000 \text{ кг/см}^2$, что и должно быть отнесено к явлениям ослабления металла в месте нагрева.

г) В нижнем конце ног № 1—4 поставить пропущенные распорки для увеличения устойчивости ног (местная потеря устойчивости уголка по рис. 41).

д) Усилить конструкцию рогов в связи с их малой прочностью.

и) Увеличить диаметр болтов прикрепляющих траверсу к верхним узлам мачты.

ж) Увеличить опорную площадь подножников (с возможным одновременным увеличением глубины) в целях увеличения устойчивости ног. Расчет удерживающего земляного объема вести из расчета выклинивания его по вертикальным плоскостям с учетом допускаемого напряжения на срез глинистого рыхлого грунта $\tau_{\text{дон}} = 0,03 \text{ кг/см}^2$ *). Эта величина безусловно требует повторной опытной проверки. Выведена она нами на основании соображений, изложенных нами на стр. 53.

$$\frac{15,8}{K} = [(1,4 + 1,5) \cdot 2 \cdot 2 \cdot \tau + 1,6 \cdot 1,4 \cdot 1,5 \cdot 2]$$

где 15,8 т — усилие в растянутой ноге при котором устойчивость сооружения равна 1.

K — коэффициент запаса на выдергивание опоры = 1,5

1,6 т/м³ — объемный вес грунта

1,4 × 1,5 м — размеры подножника

2 м — высота подножника.

к) приварка круглого железа решетки к внутренней стороне поясов в опытной мачте оказалась выполненной неудовлетворительно по причинам затруднительности производства сварочных работ, вследствие малой площадки соприкосновения круглых стержней с полками уголков. Необходимо принять один из приведенных ниже вариантов:

перейти для решетки на железо квадратного сечения;

заправить на квадрат концы круглых стержней;

наладить сварку, обеспечив прочную приварку круглых стерж-

*) Это значит, что временное сопротивление срезу равно 0,03 кг/см². Опыты проведенные в ВостКИС'е по определению временного сопротивления сдвигу нарушенного грунта дали 0,07 кг/см², т. е. достаточно близкое совпадение в выведенной нами величиной.

ней (двойным швом, причем первый шов варится электродом $\varnothing$ 4 мм, а второй — $\varnothing$ 6 мм).

В крайнем случае приварку решетки произвести с наружной стороны, что к сожалению даст весьма лохматую конструкцию.

и) Остаются в силе все сделанные ранее указания в главе 1 и 2 относительно защиты металла от вредных внешних воздействий.

п) Все замкнутые пространства, в которые может затекать атмосферная вода, снабдить выпускными отверстиями.

о) В существующем М-образном варианте рекомендуется конструкцию раскоса запроектировать из условия работы его как сжатого элемента на полную величину силового воздействия поперек линии.

9) На основании данных, приведенных в 1-й главе, необходимо, пересмотреть в сторону увеличения размеры внешних нагрузок на мачту:

а) увеличить толщину гололеда, так как величина 10 мм занижена

б) понизить температуру — 5° , принятую при аварийных режимах.

10) Представляет теоретический интерес вопрос исследования влияния двух соседних ног (№ 1 и № 5) на величину критического груза для сжатой ноги (№ 2) в том случае, когда все эти три ноги сходятся вверх в одной точке (тип задачи, решенной инж. Михайловым в отношении колонн и подкрановых балок). Нами предположено в ближайшее время поставить ряд экспериментальных работ в этой области.

Заключивая нашу брошюру, укажем, что испытания мачты, как видно из всех изложенных нами материалов, представляют достаточно сложную задачу, поскольку в данном случае дело идет с испытанием целого сооружения со специфическими условиями его работы. Несмотря на то, что испытание мачт является пока новым делом, в котором еще только накапливается опыт, нам все же удалось получить ряд ценных выводов, которые безусловно получают отображения в практике проектирования и испытания мачт. Во всяком случае в процессе испытания удалось с достаточной глубиной остановиться на некоторых существенных вопросах, которые могли бы остаться незамеченными в процессе проектирования. По этой причине мы считаем, что наша работа подтверждает необходимость обязательной опытной проверки каждого нового типа мачты, прежде чем приступить к массовому изготовлению. В нашем случае опытная мачта по стоимости составляет 0,05% от общей стоимости опор — т. е. такой размер затрат, в отношении которого не может быть сомнений о целесообразности.

СО Д Е Р Ж А Н И Е

Стр.

I. Линия электропередачи „Трансурал“ 220000 в.	
А) значение Трансурала для энергетики и промышленности . . .	4
В) топографическая характеристика трассы, ее метеорологические и геологические условия	8
II. Современное состояние вопроса мачтостроения и выбор схемы . .	13
III. Краткое описание проекта и основные величины расчетных ус- лий в элементах конструкций	23
IV. Программа работ по испытанию мачты	30
V. Внешний осмотр сооружения	32
VI. Приспособления для осуществления запроектированных расчет- ных схем	34
VII. Выбор точек наблюдения	36
VIII. Расстановка приборов и снятие отсчетов	38
IX. Рабочие схемы нагружения	41
X. Процесс испытания мачты:	
а) при подъеме	41
б) в стадии расчетного нагружения	45
в) в условиях работы мачты как анкера	50
г) при наличии динамических явлений, возникающих в момент обрыва провода	60
д) по схемам разрушающих нагрузок	63
XI. Заключение о несущей способности и мероприятиях по измене- нию конструкции применительно к массовому изготовлению . .	74

Отв. редактор Безухов К. И.
Сдано в набор 3/III 1938 г.
Свердгорлит Б—4284
Формат бумаги 62×88¹/₁₆.
Печатн. знаков в печатн. листе 51718.
Издание ВОСТКИС и Уралэнерго

Техн. редактор Эленсон С. М.
Подписано к печати 27/IV 1938 г.
Печатных листов 5.
Тираж 700.
Зак. № 2820.

Тип. газ.-журн. изд-ва Свердловского Областного Исполкома.
Свердловск, Ленина, 47.